



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL

DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCION DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

“APLICACIÓN DE MICROSOFT EXCEL EN EL DISEÑO DE
ANCLAJES DE MUROS DE SÓTANO PARA SUELOS LIMO
ARENOSOS DE LA CIUDAD DE QUITO”

NOMBRE
JOHNNY SANTIAGO VIZUETE OROZCO

DIRECTOR: ING. WILSON CANDO

QUITO, 2017

DEDICATORIA

Con mucho cariño y esfuerzo se culmina este trabajo, que lleva a culminar una etapa importante de mi vida. Se lo dedico a la persona que marcó mi vida, un ejemplo y maestro al que siempre admire y respete mucho por sus grandes talentos y personalidad, quien siempre confió y confía en mi persona, el que me habla siempre como un adulto desde que era un niño debatiendo y respetando las decisiones e ideas que presentaba, mi querido abuelo Papá Pepe.

AGRADECIMIENTOS

A la maravillosa familia con la que crecí, mis padres mis hermanas, por la paciencia y apoyo que recibí de ellos en todo momento, los cuales tendrán mi confianza y amor por siempre.

Amigos que fueron parte de mi vida desde temprana edad y seguirán siendo parte fundamental en este camino.

Profesores y personajes que fueron ejemplo a lo largo de mi vida universitaria.

TABLA DE CONTENIDOS

Contenido

CAPÍTULO I ANTECEDENTES.....	1
1.2 Introducción	3
1.3 Alcance	5
1.4 Objetivos	5
1.4.1 Objetivo general.....	5
1.4.2 Objetivos específicos.....	5
CAPÍTULO II MARCO TEORICO	6
2.1 Análisis del empuje de tierras y sobrecargas.....	6
2.1.1 Equilibrio plástico de los suelos	7
2.1.1.1 Teoría de Rankine del empuje de tierras	11
2.1.1.2 Teoría de Coulomb.....	17
2.1.1.3 Empuje activo y pasivo en suelos granulares con superficie de contacto rugoso	21
2.1.1.4 Empuje pasivo en suelos cohesivos con superficie de contacto rugoso	23
2.1.2 Estabilización de taludes.....	31
2.1.2.1 Procedimiento de las masas	34
2.1.2.2 Método de las dovelas	44
2.1.2.3 Método de las dovelas de Bishop	47
2.1.2.4 Método de las dovelas tomando en cuenta la presión de poros	50
2.2 Muros anclados.....	51
2.2.1 Tipos de muros anclados.....	52
2.2.2 Anclas o anclaje.....	54
2.2.2.1 Sección superficial (cabezal)	55
2.2.2.2 Tendón o tensor.....	55
2.2.2.3 Bulbo de hormigón	59
2.2.3 Muro o pantalla.....	64
CAPÍTULO III MICROSONIFICACION DE SUELO EN EL DMQ.....	67
3.1 Reseña geológica del DMQ	67
3.2 Clasificación y sectorización de los suelos en Quito	73
3.2.1 Estudios Escuela Politécnica Nacional	74
3.2.2 Síntesis de estudios para el metro de Quito	79

3.2.3 Análisis de los resultados entregados por la Evaluación de Riesgos Naturales (ERN)	82
3.2.4 Cangahua; material preponderante en la ciudad de Quito	84
3.2.4.1 Características físicas	85
3.2.4.2 Características mecánicas	86
CAPITULO IV CÁLCULOS	88
4.1 Presión lateral en un sistema de muros anclados	89
4.2 Influencia de la deformación del muro en la presión lateral de tierra	92
4.2.1 Modelo Utilizado para determinar el comportamiento de la presión lateral en un sistema de muros anclados.....	93
4.2.1.1 Construcción del muro en voladizo	93
4.2.1.2 Esfuerzos en el primer anclaje o anclaje superior	94
4.2.1.3 Excavación para implementar el siguiente anclaje	95
4.2.1.4 Final de la construcción del muro	96
4.3 Análisis y consideraciones del sistema trapezoidal aparente de empuje de tierras.	97
4.3.1 Diagrama de presión aparente para arenas	99
4.4 Análisis del plano deslizante crítico	104
4.5 Sobre carga en el terreno retenido.....	106
4.6 Diseño de la longitud libre de anclaje.....	107
4.7 Diseño del bulbo	109
4.8 Espaciamiento requerido entre anclajes	111
CAPITULO V ESTABILIDAD DEL MURO ANCLADO	114
5.1 Estabilidad interna del sistema anclado en condiciones normales.	115
5.2 Estabilidad externa del sistema anclado.....	116
CAPITULO VI ESTABILIDAD DEL SISTEMA ANCLADO EN CONDICIONES SÍSMICAS	118
6.1 Estabilidad interna del muro anclado en condiciones sísmicas.....	119
6.2 Estabilidad externa del muro anclado en condiciones sísmicas	122
CAPITULO VII CÁLCULO DE LA PANTALLA DEL MURO	123
7.1 Cálculo del refuerzo de la pantalla.....	126
CAPITULO VIII AUTOMATIZACIÓN DEL DISEÑO MEDIANTE EL USO DE HOJAS DE CÁLCULO.	128
8.1 Ingreso de datos.....	128
8.2 Plano de falla y longitud de los anclajes	130
8.3 Cálculo de los diagramas de presiones	133

8.4.	Carga de diseño de los anclajes y longitud del bulbo	135
8.5.	Estabilidad del sistema anclado	137
8.5.1.	Estabilidad interna en condiciones normales	137
8.5.2.	Estabilidad externa del muro en condiciones normales.....	138
8.5.3.	Estabilidad interna del sistema anclado en condiciones sísmicas.	139
8.5.4.	Estabilidad externa del sistema anclado en condiciones sísmicas	140
8.6.	Área de refuerzo de los anclajes	143
8.7.	Cálculo de la pantalla de hormigón	146
CAPITULO IX PRE-DISEÑO DEL SISTEMA DE MURO ANCLADO EN EL PROYECTO “FOCH 1037”		
.....		150
9.1.	Información del proyecto “FOCH 1037”	150
9.2.	Estudio de suelos	150
9.3.	Resumen del diseño del sistema anclado	152
CAPÍTULO X CONCLUSIONES.....		153
Bibliografía		154

INDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Diagrama de Mohr.....	8
Gráfico 2. Esfuerzos principales del suelo.....	9
Gráfico 3-a. Planos posibles de falla (activa).....	10
Gráfico 3-b. Planos posibles de falla (pasiva).....	11
Gráfico 4. Representación del empuje de tierras.....	12
Gráfico 5. Análisis de presiones totales y efectivas.....	13
Gráfico 6. Análisis de presiones totales, efectivas y sobrecarga.....	14
Gráfico 7. Influencia de la cohesión en el empuje activo de Rankine. (Peck, 1973).....	15
Gráfico 8. Esfuerzos producidos en el empuje pasivo de Rankine	16
Gráfico 9. Diagrama de Culmann.	19
Gráfico 10. Diagrama de Culmann para cuando el relleno soporta una carga lineal. (Peck, 1973).....	20
Gráfico 11. (a) y (b) representan el equilibrio que existe en la teoría de Coulomb; (c) gráfico para obtener los coeficientes para el cálculo del empuje pasivo. (Peck, 1973).....	21
Gráfico 12. Representación de los deslizamientos que se producen por la rotura de la arena detrás de un paramento rugoso. (Peck, 1973)	22
Gráfica 13. Diferencia entre el plano estimado y el que realmente se produce.	24
Fuente: Ing. Augusto Jose Leoni, UNLP)	24
Gráfico 14. Conjunto de fuerzas que intervienen en el empuje pasivo	25
Gráfico 15. Coincidencia entre el radio de la espiral y la resultante "F".	27
Gráfico 16. Detalle de las fuerzas y distancias que intervienen en el equilibrio de momentos de la primera condición, suelo con peso y sin cohesión. Fuente: JOHNNY SANTIAGO VIZUETE OROZCO	27
Gráfico 17. Representación de la segunda condición del modelo, suelo sin peso con cohesión. Fuente: JOHNNY SANTIAGO VIZUETE OROZCO.....	28
Gráfico18. Sección diferencial, para definir el momento provocado por la fuerza de cohesión en la sección espiral del plano de falla. Fuente: JOHNNY SANTIAGO VIZUETE OROZCO	29
Gráfico19. Curvas "C" y "P" que se forman con los empujes calculados en las distintas cuñas de falla. Fuente: JOHNNY SANTIAGO VIZUETE OROZCO.....	30
Gráfico 20. Valores mínimos de las curvas "P" y "C" que representan el empuje pasivo y el trazado del plano de falla resultante. Fuente: JOHNNY SANTIAGO VIZUETE OROZCO ...	31
Gráfico 21. Círculos de falla de los taludes. (Peck, 1973).....	32
Gráfico 22. Fuerzas que intervienen en la estabilidad de un talud. (Peck, 1973)	33
Gráfico 23. Análisis de la estabilidad de un talud en suelo homogéneo de arcilla sin fricción. (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das)	35
Gráfico 24. Número de estabilidad versus ángulo del talud (según Terzaghi y Peck, 1967; redibujada). (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das)	37
Gráfico 25. Coeficiente de estabilidad, trazado por Terzaghi y Peck. (Peck, 1973)	37
Gráfico 26. Localización del centro de los círculos críticos para $\beta > 53^\circ$. (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das).....	39
Gráfico 27. Localización del círculo de medio punto. (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das).....	40
Gráfico 28. Parámetros de falla para un círculo de punto medio. (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das).....	41

Gráfico 29. Esquema de un deslizamiento de pie para un suelo homogéneo con cohesión y fricción interna. (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das)	41
Grafico 30. Polígono de fuerzas y representación de la cohesión. (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das)	43
Gráfico 31. Numero de estabilidad de Taylor para suelos homogéneos con ángulo de fricción mayor a cero. (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das)	44
Gráfico 32. Trazo de dovelas sobre la superficie de falla potencial. . (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das)	45
Gráfico 33. Fuerzas que mantienen en equilibrio a cada una de las dovelas. . (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das)	46
Gráfico 31. Dovelas trazadas en un talud estratificado. . (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das)	48
Gráfico 35. Diagrama de cuerpo libre de una dovela y su respectivo polígono de fuerzas, donde se observa el equilibrio. (Das, 2001)	49
Gráfico 36. Estructuras ancladas. (Díaz, 1998)	52
Gráfico 37. Anclaje (Díaz, 1998)	55
Gráfico 38. Requisitos de resistencia a la rotura.	56
Fuente: (Norma ASTM-A416)	56
Gráfico 39 Requisitos de límite de influencia.	57
Fuente: (Norma ASTM-A416)	57
Gráfico 40. Relación de diámetro entre cable central y extremos.	57
Fuente: (Norma ASTM-A416)	57
Grafico 41. Diámetros de varillas corrugadas utilizadas en anclajes.	58
Fuente: (ASTM-A722)	58
Fuente:	59
Gráfico 43. Clasificación de anclajes de acuerdo a la presión de inyección	61
Fuente: Littlejohn.....	61
Gráfico 44. Factores que influyen en la resistencia entre suelo y bulbo de hormigón. (Díaz, 1998)	62
Gráfico 45. Resistencia última al esfuerzo cortante entre el suelo y el bulbo de hormigón. (Díaz, 1998)	63
Gráfico 46. Estimación de transferencia de esfuerzos entre suelo y bulbo según resultados del ensayo SPT (Díaz, 1998)	64
Gráfico 47. Estabilización de talud mediante el uso de anclajes pasivos y hormigón proyectado.....	65
Fuente: Pedro Valdez	65
Gráfico 48. Estabilización de talud mediante el uso de anclajes activos y muro de hormigón armado.	66
Fuente: Pedro Valdez	66
Gráfico 49. Fisiografía del territorio ecuatoriano (izquierda). Fisiografía detallada en el DMQ.	69
Gráfico 50. Colisión y acreción de terrenos exóticos contra un margen continental.....	73
Gráfico 51. Formación geológica del DMQ.	73
Gráfico 52. Clasificación de suelos de Quito 1994. (Aguiar, 2013)	75
Gráfico 53. Relación entre tipos de suelo en Quito 1994. (Aguiar, 2013)	76
Gráfico 54. Valores promedio para determinar la clasificación de suelo. (Aguiar, 2013).....	77
Gráfico 55. Clasificación de suelos EPN 2002 (Aguiar, 2013)	79
Gráfico 56. Sondeos ruta del metro de Quito 2012. (Aguiar, 2013)	81
Gráfico 57. Principales resultados que mostró el estudio (Aguiar, 2013).....	82
Gráfico 58. Ubicación de los ensayos in situ realizados por la ENR (Aguiar, 2013)	83
Gráfico 59. Resultados del SPT realizados por ERN y conglomeración de todos los estudios que se han realizado. (Aguiar, 2013)	84
Gráfico 60. Granulometría de la Cangahua.	85

Gráfico 61. Propiedades físicas de la cangahua.	87
Fuente: JOHNNY SANTIAGO VIZUETE OROZCO	87
Gráfico 62. Propiedades mecánicas de la cangahua.	87
Fuente: JOHNNY SANTIAGO VIZUETE OROZCO	87
.....	90
Gráfico 63. Coeficientes de presión activa y pasiva afectados por la inclinación del muro. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)	91
Gráfico 64. Coeficientes de presión activa y pasiva afectados por la inclinación terreno. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)	91
Gráfico 65. Corte transversal del modelo analizado. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)	93
Gráfico 66. Esfuerzos al momento de implantar la sección del muro en voladizo. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)	94
Gráfico 67. Esfuerzos aparentes al momento de tensar y bloquear el anclaje. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)	95
Gráfico 68. Redistribución de esfuerzos después de la implementación del primer anclaje y justo antes de siguiente anclaje. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)	96
Gráfico 69. Esfuerzos que se presentan en un sistema de muros anclados. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)	97
Gráfico 70. Envoltentes de presión aparente presentadas por Terzaghi y Peck después de 1967. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)	99
Gráfico 71. Diagramas aparentes de presión lateral para arenas con sistemas de uno o varios anclajes. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)	100
Gráfico 72. Método del área tributaria y Método de la bisagra. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)	103
Gráfico 73. Método de análisis del plano deslizante. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)	105
Gráfico 74. Contribución del sistema de anclajes a la estabilidad de un corte vertical. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)	106
Gráfico 75. Distancias y separaciones entre anclajes. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)	112
Gráfico 76. Momentos que se desarrollan en muro de (a) un solo anclaje, (b) multiples anclajes. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)	113
Gráfico 77. Cuña de falla externa en condiciones sismicas. (Análisis y diseño de muros anclados de hormigón y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos, Tesis, Carlos Ernesto Rosero Freire, Universidad técnica de Ambato).	117

Gráfico 78. Detalle del armado del muro. (Análisis y diseño de muros anclados de hormigón y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos, Tesis, Carlos Ernesto Rosero Freire, Universidad técnica de Ambato);	127
Gráfico 79. Presentación e ingreso de datos.	129
Gráfico 80. Comentario en el ingreso de número de anclajes.....	129
Gráfico 81. Selección del tipo y estado del suelo (comentario).	130
Gráfico 82. Selección del tipo y estado del suelo.	130
Gráfico 83. Ángulo modificado de fricción, y superficie de falla.	131
Gráfico 84. Distancia libre del anclaje.	131
Gráfico 85. Representación de la distancia libre del anclaje.	131
Gráfico 86. Tabla 1, modificación de longitudes libres de los diferentes anclajes.	132
Gráfico 87. Representación del suelo, plano de falla y anclajes.	133
Gráfico 88. Presentación de las alturas respectivas para cada reacción, sobrecarga y fuerza que representa el diagrama aparente de presiones.	134
Gráfico 89. Tensión horizontal respecto a cada anclaje, momentos que se generan a lo largo del revestimiento.	134
Gráfico 90. Carga de tensado y longitud del bulbo de hormigón, profundidad de empotramiento del muro.	136
Gráfico 91. Presentación de la longitud total de los anclajes.	136
Gráfico 92. Resumen del diseño del sistema de estabilización de taludes.	137
Gráfico 93. Análisis de estabilidad interna del sistema anclado.	137
Gráfico 94. Resumen de corrección en el tensado de los anclajes por estabilidad interna.	138
Gráfico 95. Análisis de estabilidad externa del muro anclado.	138
Gráfico 96. Representación del análisis del plano de falla para la estabilidad externa en un muro anclado.	139
Gráfico 97. Comparación del ángulo modificado y el ángulo real del suelo que garantice la seguridad del sistema.	139
Gráfico 98. Resumen del comparativo sísmico para estabilidad interna.	140
Gráfico 99. Resumen del comparativo sísmico para estabilidad externa.	141
Gráfico 100. Representación del nuevo plano de falla en condiciones sísmicas.	142
Gráfico 101. Tabla 1, donde se modifican nuevamente las longitudes para cumplir con la seguridad.	142
Gráfico 102. Detalle de los anclajes y el nuevo plano de falla por riesgo sísmico.	142
Gráfico 103. Fuerza (tensión) para calcular la cantidad de acero en los anclajes.	143
Gráfico 104. Esfuerzos en cada estilo de anclaje (Torón, Barra).	144
Gráfico 105. Proceso de selección de barras de acero.	145
Gráfico 106. Proceso de selección de torón de acero.	145
Gráfico 107. Sección de identificación de propiedades para el muro de hormigón.	146
Gráfico 108. Momentos para diseño vertical del muro.	146
Gráfico 109. Resolución de la ecuación de momento, para diseño vertical.	147
Gráfico 110. Momentos para diseño horizontal del muro.	148
Gráfico 111. Ubicación del terreno.	150
Fuente: Google earth.	150
Gráfico 112. Ubicación del terreno. Fotos google earth.	151
Gráfico 113. Coordenadas de las perforaciones.	151

CAPÍTULO I ANTECEDENTES

Para justificar el desarrollo del presente tema de disertación, es importante mencionar algunos de los eventos históricos de relevancia que han ocurrido en la ciudad de Quito.

Uno de los sucesos más sonados por la prensa, en parte debido a que afectó a una edificación del estado (Fiscalía general del estado) fue la que se dio en la construcción de los muros de contención en el proyecto “Carolina Milenium” ubicado en las calles Francisco Andrade Marín y avenida Eloy Alfaro, sector la Carolina. En donde el día 11 de Noviembre de 2011 aproximadamente a las 23 horas, la falla de uno de los muros de contención provocaría numerosos daños como:

- El derrumbe y la afectación de aproximadamente el 80 % de una vía pública (calle denominada Francisco Andrade Marín).
- Fisuras en la carpeta asfáltica de la avenida Eloy Alfaro.
- Fisuras visibles en los pavimentos de los edificios colindantes.
- Rotura de redes de agua potable y alcantarillado.

Lesiones en la persona, quien vivía en la guardería de la construcción.

www.noticiasquito.gob.ec

Aún después de constatar la magnitud de los daños, estos son notablemente menores a los que podría haber sucedido si el incidente se hubiese manifestado en horas del día produciendo seguramente peores situaciones.

Otro de los graves incidentes que se tuvo que lamentar se dio en la construcción del nuevo complejo legislativo (Asamblea nacional). En donde la noche del 23 de Julio de 2013, aproximadamente a las 20h15, se produjo un percance durante la construcción de los parqueaderos, en la etapa de cimentación (excavación,

replanteo, acero de refuerzo y hormigonado de cadenas de amarre, vigas de cimentación y plintos), obra que estaba a cargo del Cuerpo de Ingenieros del Ejército. En este percance dos personas murieron y tres resultaron heridas.

Al momento de la tragedia, se encontraban en la construcción 60 obreros, 10 de ellos en el lugar de los hechos. El suceso no paralizó la obra en la que se trabajó las 24 horas del día y los siete días de la semana.

En comunicados a la prensa se dijo que no se trataba de una falla o colapso de algún elemento estructural de la obra (muros o losas), sino de un deslizamiento de tierra, además se conformó un comité de investigación externo al Cuerpo de Ingenieros del Ejército y a la Asamblea nacional para que se determinen las causas del suceso y entreguen un informe con todos los detalles de lo sucedido de manera inmediata, sin embargo el informe obtenido no es de acceso público, por lo que no se puede verificar la transparencia de la información, ni saber si se aplicaron medidas correctivas en la construcción para que esta clase de eventos no vuelvan a ocurrir.

Lo sucedido en el evento anteriormente mencionado es un claro ejemplo de la falta de detalle en el estudio de estabilidad de taludes en una excavación, situaciones que también serán abordadas, debido que es importante determinar el comportamiento de un talud para justificar si es auto estable o necesita de una estructura que lo ayude a mantenerse en su sitio, claro que esto dependerá de muchos factores, sea de clima sobrecarga o métodos utilizados para su estabilización. De todas maneras se buscará una manera general que nos ayude a comprender el comportamiento de los taludes, empujes de tierra y diseño de muros anclados para dicho trabajo.

1.2 Introducción

Con el constante crecimiento de la ciudad y los elevados costos de los terrenos, nos vemos en la obligada necesidad de aprovechar al máximo los espacios, además de que Quito particularmente esta forzada a seguir su expansión en altura debido a sus limitaciones geográficas. Entonces es inevitable el uso de subsuelos para las nuevas edificaciones en la ciudad, lo que involucra la realización de excavaciones profundas y estructuras de entibamiento que protejan los trabajos realizados en los subsuelos además de las estructuras circundantes.

Una de las metodologías utilizadas para la estabilización y sostenimiento de los muros de sótano es la incorporación de anclajes, para contrarrestar el empuje natural del terreno, sobre la estructura (Muro).

Actualmente, se construyen muros y pantallas confiando solamente en los resultados empíricos que se han acumulado a lo largo de la historia constructiva en nuestro país, dicho de otra manera se construye según la experiencia del contratista en las mencionadas estructuras.

Es nuestra responsabilidad como futuros ingenieros el tomar en cuenta las diferentes situaciones particulares que se dan en cada proyecto para encontrar el diseño adecuado para cada situación y así poder ofrecer seguridad y confianza al momento del diseño y construcción de estructuras para contención.

De esta manera se le quiere dar a este trabajo de investigación un enfoque práctico, que sirva como una guía que facilite el diseño de muros anclados (Pantalla: Espesor y refuerzo, Anclaje: Diámetro de perforación, Longitud libre y hormigonada, inclinación, diámetro y tensión de la varilla, además de varias consideraciones importantes), que tan común se han vuelto en nuestras infraestructuras urbanas.

Se abordarán temas de conocimientos básicos del comportamiento de los suelos y en específico de los que podemos encontrar al norte de Quito, sector donde prevalece la construcción de edificaciones en altura en las que se ve aplicable este tipo de estructuras (muros anclados) al momento de sus excavaciones y etapa de cimentación, a partir del compendio de información se propondrá el uso de hojas electrónicas (Microsoft EXCEL) para el cálculo del empuje de tierras, así como también para el diseño de una estructura apropiada para cada tipo de problema en específico, por lo tanto por medio de la computación lograremos abarcar todos los detalles necesarios para realizar un correcto y óptimo diseño que nos asegure el ahorro de tiempo y recursos.

Para poder realizar lo anteriormente expuesto es necesario contar con estudios geotécnicos, los mismos que son obligatorios para todas las edificaciones que se realicen sobre territorio ecuatoriano. Todos los informes de los estudios geotécnicos y todos los planos de diseño y construcción que guarden alguna relación con estos estudios, deben llevar la aprobación del ingeniero director (responsable) del estudio.

La apropiada caracterización del subsuelo es uno de los principales factores que permite un diseño seguro y económico de las estructuras. Para conseguir esta caracterización, se deberá tener conocimiento del tipo de proyecto y la variabilidad de los estratos en el sitio de implantación de la estructura.

Es importante también aclarar, que lo único que se está desarrollando es una herramienta para agilizar el trabajo del ingeniero, más No para remplazar la experiencia y las buenas prácticas de la ingeniería llevadas por un profesional experto en el tema.

1.3 Alcance

Mediante una recopilación de todos los conocimientos aprendidos en clases y una metódica investigación, obtener todas las herramientas para poder compendiar en un programa computacional que agilite el análisis de empuje de tierras y el diseño de estructuras de contención y entibamiento como son los muros anclados.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

- Simplificar el diseño de anclajes para muros, mediante el uso de hojas electrónicas (Microsoft EXCEL) para sótanos en la ciudad de Quito (sector norte).

1.4.2 Objetivos específicos

- Programar una hoja de cálculo en Microsoft EXEL, para el diseño de anclajes para muros.
- Determinar las características y tipologías de suelo y planos de falla de los taludes del edificio "FOCH 1037".
- Identificar los parámetros técnicos para determinar la longitud, diámetro, inclinación de los anclajes del edificio "FOCH 1037".
- Determinar el espesor de la pantalla y refuerzo del muro de sótano del edificio "FOCH 1037".

- Comparar los diseños obtenidos con la hoja de cálculo con los realizados tradicionalmente (experiencia), concluir las ventajas y desventajas que se puede obtener de estos diseños.

CAPÍTULO II MARCO TEORICO

En este capítulo sintetizaremos de la mejor manera las teorías utilizadas para el análisis del comportamiento de los suelos, debido a que esto será nuestra base para todos nuestros cálculos y supuestos que usaremos en el diseño de nuestras estructuras portantes.

2.1 Análisis del empuje de tierras y sobrecargas

El problema del diseño de una estructura de contención la podemos definir por dos partes, la primera en donde definimos el comportamiento del suelo y como este va a afectar a nuestra estructura, en otras palabras predecir la conducta del estrato en análisis para así poder representar como un sistema de fuerzas equivalentes, que es con lo que vamos a diseñar nuestra estructura. Esta es la parte complicada porque hasta hoy en día no hay una teoría que pueda definir a ciencia exacta lo que va a pasar con un estrato de suelo sometido a diferentes solicitaciones. De aquí nace la necesidad de hacer un análisis de estabilidad lo que consiste en una comparación de dos conjuntos de fuerzas: Las que producen la rotura o deslizamiento de los suelos, y las que generamos para impedir este fenómeno. (Peck, 1973)

Para realizar el “análisis de estabilidad”, debemos identificar los planos posibles de falla y determinar la resistencia de los mismos, debido a que es una estimación definimos adecuados factores de seguridad para la definición de la mecánica de suelos. (Peck, 1973)

El poder determinar la resistencia unitaria al deslizamiento "S" de un suelo viene dado por la experiencia y el buen criterio del ingeniero, no obstante mediante estudios se puede tener un valor aproximado mediante las siguientes expresiones: (Peck, 1973)

$$s = (p - Uw) * \tan\phi$$

Para arenas sin cohesión.

Suelos arcillosos, preconsolidados y no saturados

$$s = c + (p - U_w) * \tan \varphi$$

$$s = c$$

Arcillas normalmente consolidadas y arcillas saturadas ($\varphi = 0$)

En donde:

s = Resistencia unitaria al deslizamiento.

φ = Ángulo de fricción del suelo.

c = Cohesión del suelo

p = Presión principal vertical del suelo

U_w = Presión del agua

Más adelante se detallará cada una de estas expresiones, lo que significan y físicamente lo que representan. (Peck, 1973)

Este es el enfoque que deseamos realizar con este trabajo, una recopilación de los métodos actuales que nos permiten definir la conducta de los suelos para establecer cuál de estos se adapta mejor a nuestras necesidades prácticas. (Peck, 1973)

Una vez definido el sistema de fuerzas al que estará sometido nuestro muro (estructura), debemos definir como contrarrestar dichas fuerzas, y aquí es donde comienza la segunda parte del problema la misma que es mucho más sencilla porque una vez que establecemos el sistema de fuerzas que nos van a contrarrestar las producidas por el suelo, el problema se transforma en un simple diseño de hormigón armado con el que debemos llegar a generar con seguridad dicho sistema. (Peck, 1973)

2.1.1 Equilibrio plástico de los suelos

Para comenzar con el análisis de la presión lateral y el empuje de suelos que encierra este capítulo, debemos considerar varias hipótesis importantes, las cuales mediante el conocimiento de resistencia de materiales podemos determinar los esfuerzos combinados que se da en una porción de suelo con el círculo de Mohr. (Peck, 1973)

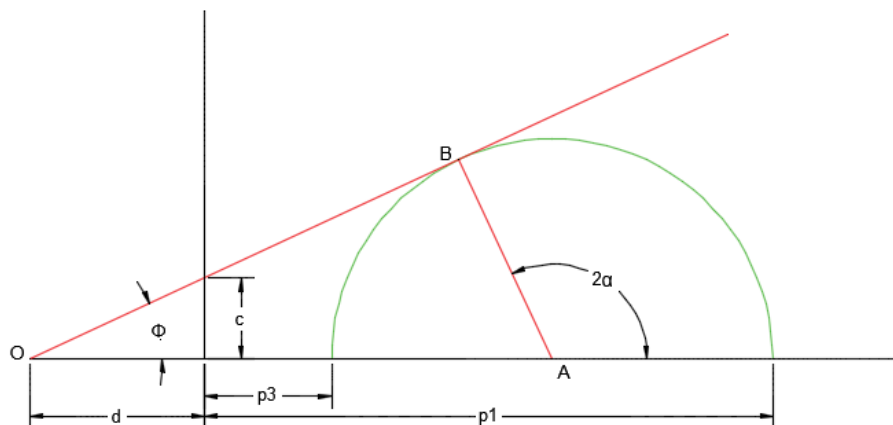


Gráfico 1. Diagrama de Mohr
Elaborado por: Johnny Santiago Vizuet Orozco

En donde:

ϕ = Ángulo de fricción del suelo.

c= Cohesión del suelo.

d= Distancia entre el cruce de la envolvente con el eje horizontal (punto O) y el eje de ordenadas.

p1= Presión principal (mayor).

p3= Presión principal (menor).

AB= Radio del círculo (desde el centro). (Peck, 1973)

Con la geometría expuesta en la figura 1 determinamos las siguientes expresiones:

$$p1 + d = OA + AB = OA(1 + \sin\phi)$$

$$p3 + d = OA - AB = OA(1 - \sin\phi)$$

Por lo tanto.

Podemos relacionar a p1 y p3 en la siguiente expresión:

$$p1 = p3 * \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} + 2c \sqrt{\frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}}$$

$$p1 = p3 * \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c * \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$N\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Resulta una expresión de la cual podemos obtener dos condiciones:

$$p1 = p3 * N\phi + 2c * \sqrt{N\phi}$$

Cuando c=0

$$p1 = p3 * N\phi$$

Cuando $\phi=0$

$$p1 = p3 + 2c$$

Los conceptos básicos de equilibrio de tierras fueron planteados por Rankine en 1857, y se han convertido en la teoría fundamental para el análisis del comportamiento de los suelos. (Peck, 1973)

El equilibrio plástico de los suelos se da cuando todas las partículas de un estrato semiinfinito estén a punto de la rotura, Rankine estudio los estados de tensión de los suelos cuando están afectados solamente por su propio peso. (Peck, 1973)

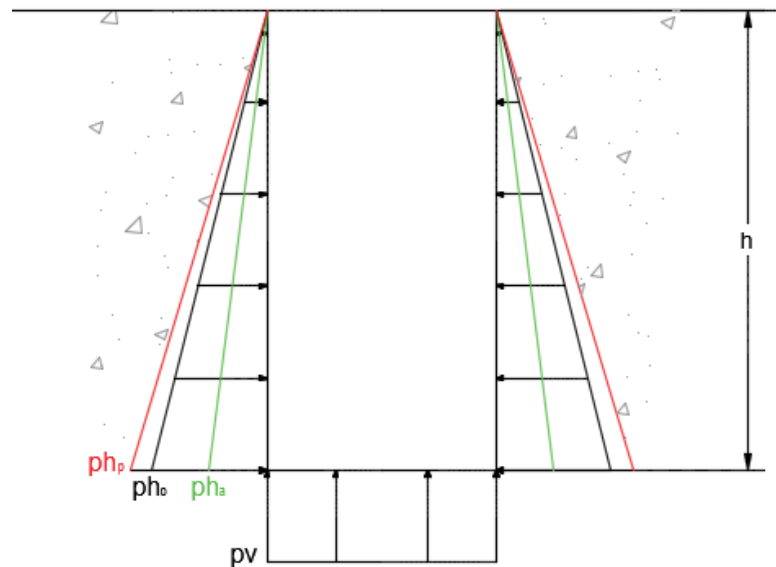


Gráfico 2. Esfuerzos principales del suelo
Elaborado por: Johnny Santiago Vizuet Orozco

Tomando en cuenta un prisma de suelo (arena), demostrado en el gráfico 2. Podemos observar la distribución de presiones que ejerce el suelo y encontrar algunas conclusiones. (Peck, 1973)

El esfuerzo que el suelo está generando en la base o en el punto de análisis estará determinado por el peso específico del mismo y la profundidad a la cual se está calculando. (Peck, 1973)

$$\sigma_v = \gamma * h$$

De donde:

γ = Peso específico del suelo.

h = Profundidad de análisis medida desde la superficie.

Con esto ya hemos definido los esfuerzos principales verticales, y ahora también debemos definir los esfuerzos principales horizontales o perpendiculares a la cara vertical del prisma en análisis.

Para suelos granulares que es el caso en análisis tomamos la relación entre los esfuerzos principales anteriormente definida: (Peck, 1973)

$$p_1 = p_3 * N\phi$$

$$N\phi = \frac{p_1}{p_3}$$

$$N\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

La relación entre los esfuerzos principales no puede superar el límite establecido por $N\phi$, pero, no podemos definir si el esfuerzo vertical (σ_v) es el principal mayor o menor, así mismo el esfuerzo horizontal (σ_h), entonces planteamos para cualquiera de las dos causas. (Peck, 1973)

$$K_a = \frac{p_h}{p_v} = \frac{1}{N\phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_p = \frac{p_h}{p_v} = N\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

En donde:

K_a = Constante para empuje activo.

k_p = Constante para empuje pasivo.

k_o = Constante para equilibrio estático.

p_h = Esfuerzo horizontal (σ_h)

p_v = Esfuerzo vertical (σ_v)

Por lo tanto podemos definir que el esfuerzo horizontal (principal) que el suelo provoca está definido por su peso y la constante "k", que es un valor empírico que depende del ángulo de fricción. Además este variará entre los valores de "ka" y "kp" siendo "ka" el mínimo y "kp" el máximo. Si el suelo se expande se acercará más hacia el valor de "ka", y al contrario si el estrato se contrae (está siendo comprimido) el valor crecerá hasta llegar a "kp", a todos estos valores intermedios los denominaremos como "k" y cuando las condiciones sean estáticas, es decir el suelo se encuentra en estado de reposo al "k" lo denominaremos "ko". (Peck, 1973)

$$\sigma_h = \sigma_v * k$$

En donde:

σ_h = Esfuerzo horizontal.

σ_v = Esfuerzo vertical.

k = Constante de relación de esfuerzos.

Refiriéndonos al gráfico 2, se puede ver como los esfuerzos cambian dependiendo del valor de "k" que tenga el suelo, pero es importante recalcar que el esfuerzo vertical no se ve afectado, debido a que siempre se mantendrá la misma cantidad de material en el mismo espacio en dirección vertical. (Peck, 1973)

Los estados de equilibrio plástico de Rankine, estarán definidos por el valor que tome "k", cuando "k" se acerca hasta volverse el valor de "ka" el suelo entra en estado activo de Rankine, en donde el esfuerzo principal mayor es el σ_v (esfuerzo vertical), así dará origen a un deslizamiento representado por un plano que forma una dirección con la horizontal de $(45 + \frac{\phi}{2})$, como se puede observar en el gráfico 3-a. (Peck, 1973)

De manera analógica se da el efecto del equilibrio pasivo de Rankine, en donde el valor de "k" llega a "kp", con la diferencia de que el esfuerzo principal ahora es el σ_h (esfuerzo horizontal), dando como resultado un plano de deslizamiento más acostado del producido por el estado activo, definido por $(45 - \frac{\phi}{2})$, figura 3-b. (Peck, 1973)



Gráfico 3-a. Planos posibles de falla (activa)

Elaborado por: Johnny Santiago Vizuite Orozco



Gráfico 3-b. Planos posibles de falla (pasiva)
Elaborado por: Johnny Santiago Vizuite Orozco

Los estados de Rankine (activo y pasivo), corresponden a los estados límite de equilibrio de las arenas, todos los demás estados donde “k” esté dentro de “ka” o “kp” se los denominará como estados plásticos de equilibrio elástico. (Peck, 1973)

En la práctica es imposible que se presente un estado general de equilibrio plástico, debido a que es muy difícil que toda una masa de estrato llegue a ese estado, por lo tanto podemos definir que solo la porción que llega al equilibrio plástico es la más cercana a la fuerza que produce el efecto (en este caso el muro), solo la porción que está junto al muro es la que llega al equilibrio plástico produciendo solo efectos locales, sea por compresión o por expansión del suelo producto del desplazamientos del muro, mientras que el resto se mantiene sin alteración, es decir en equilibrio elástico. (Peck, 1973)

Otra de las consideraciones importantes es la interacción suelo estructura, en donde se toma en cuenta la rugosidad del muro. Para que un suelo llegue al estado activo o pasivo de Rankine es necesario que la superficie del muro sea totalmente lisa, solo así se cumplen los diagramas de esfuerzos propuestos anteriormente, ya que la rugosidad de un muro puede provocar además de las tensiones verticales y horizontales tensiones tangenciales, lo que cambiaría el tipo de análisis que se está realizando. (Peck, 1973)

2.1.1.1 Teoría de Rankine del empuje de tierras

Como se mencionó anteriormente, para todos los análisis a continuación supondremos que todos los muros son de pared lisa, a pesar de que esto no es real. Se ha demostrado que se puede obtener valores de empuje aproximados totalmente validos si obviamos la rugosidad de la superficie en contacto, así mismo se ha expuesto que una superficie rugosa del paramento disminuye el empuje activo y aumenta el empuje pasivo por lo que podemos afirmar que la suposición está del lado de la seguridad del diseño. (Peck, 1973)

Precedentemente, analizamos los esfuerzos principales de las arenas, así definimos que el esfuerzo horizontal, que es el que afecta directamente al muro de manera perpendicular, va creciendo linealmente con la profundidad, y se la definió como: (Peck, 1973)

$$\sigma_h = \sigma_v * k$$

En donde:

σ_h = Esfuerzo horizontal.

σ_v = Esfuerzo vertical.

k = Constante de relación de esfuerzos.

Lógicamente, este esfuerzo normal a la cara del muro no nos facilita el análisis de su estabilidad, por lo que resulta útil cambiar este esfuerzo por una fuerza, lo que se reduce a la siguiente expresión: (Peck, 1973)

$$P = \int_0^H \sigma h \, dz$$

En donde:

P = Fuerza total generada por la masa de tierra.

σh = Esfuerzo horizontal.

dz = Diferencial de la altura (profundidad de análisis).

La resultante del esfuerzo horizontal, lo llamaremos empuje y no es más que la resultante del área del diagrama de presiones.

En el caso que estamos analizando (arenas secas), el diagrama es un triángulo (gráfico 2) así que la anterior expresión la podemos representar como el área de un triángulo, siendo la base el esfuerzo horizontal en la base del muro y la altura, la elevación del muro: (Peck, 1973)

$$P = \frac{1}{2} \sigma h * h = \frac{1}{2} \gamma * h^2 * k$$

En donde:

P = Fuerza total generada por la masa de tierra.

σh = Esfuerzo horizontal.

h = Diferencial de la altura (profundidad de análisis).

γ = Peso específico del suelo. (Peck, 1973)

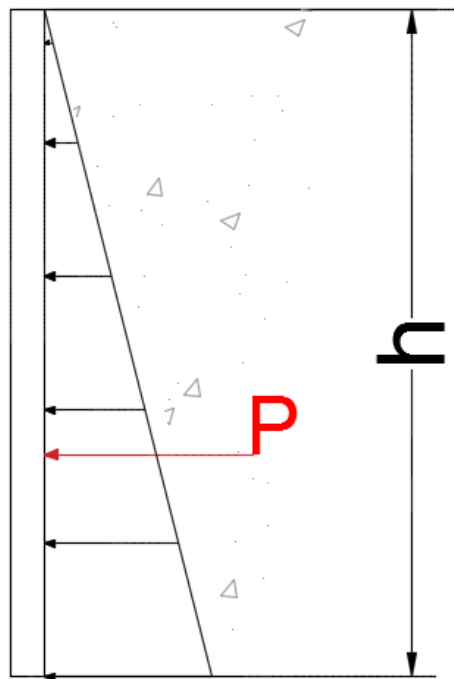


Gráfico 4. Representación del empuje de tierras

Elaborado por: Johnny Santiago Vizuet Orozco

Así el valor de “k” dependerá de si el muro está provocando una presión contra el estrato, usaremos “kp” o si se desplaza relajando el suelo será “ka”, así que de esto dependerá el empuje que el muro tenga que soportar. (Peck, 1973)

Esta resultante “P”, naturalmente estará ubicada en el centro de gravedad del triángulo, lo que es a una distancia $h/3$ desde la base en consideración.

El problema se complica cuando analizamos diferentes situaciones que se pueden encontrar comúnmente en la realidad, así como el análisis cuando existe un nivel freático o una carga en el terreno de relleno. (Peck, 1973)

Cuando el suelo que estamos analizando para el diseño de nuestro muro, se encuentra húmedo es posible que nos encontremos con un nivel freático en la zona, el cual nos va a generar varios tipos de consideraciones y complicaciones a tomar en cuenta al momento del diseño. Es ahí donde debemos retomar otro concepto básico de la mecánica de suelos, como son los esfuerzos efectivos, esto quiere decir que el peso del suelo ya no está dado solo por las partículas de suelo, sino también el agua es parte de este dato, por lo tanto es necesario tener en claro que el peso específico de una arena seca es γ y el de una arena saturada es $\gamma' = \gamma - \gamma_{agua}$, porque es importante conocer que una es la presión que la arena ejerce contra el muro y otra muy diferente es la que el agua va a generar. En arenas se considera que el ángulo de fricción se mantiene constante cuando el suelo está húmedo, en otras palabras el ϕ es el mismo para una arena seca como para una saturada. (Peck, 1973)

Por principios básicos de la mecánica de fluidos conocemos que la presión que el agua ejerce es la misma en todas direcciones, por lo tanto el esfuerzo que generará el agua en el fondo será el mismo que generará horizontalmente, de igual forma el comportamiento será linealmente variable e irá creciendo con forme la profundidad aumente. (Peck, 1973)

$$\sigma_{v_{agua}} = \sigma_{h_{agua}} = \gamma_{agua} * h = U$$

Para facilidad de cálculo se recomienda, se grafiquen los esfuerzos por separado y así se encuentren las resultantes correctas y el lugar correcto. (Peck, 1973)

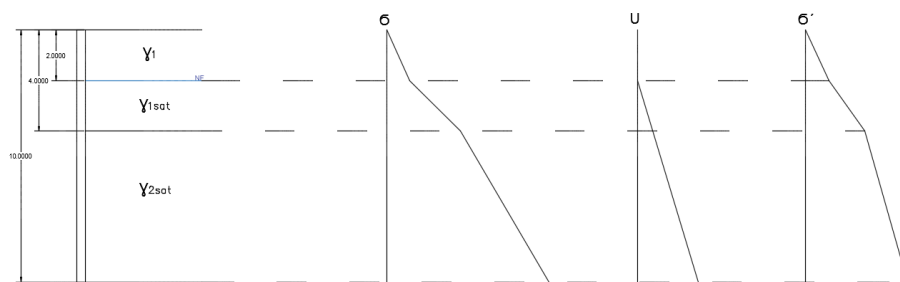


Gráfico 5. Análisis de presiones totales y efectivas
Elaborado por: Johnny Santiago Vizuite Orozco

U, es el esfuerzo producto del agua, a partir de los diagramas presentados (gráfico 5), debemos calcular las fuerzas de empuje, es importante resaltar que este análisis está considerando que el agua se encuentra en reposo, debido a que los esfuerzos que el agua provoque contra la estructura también dependerán de las condiciones de drenaje al que esté sujeto. (Peck, 1973)

Ahora, cuando existe una carga sobre el suelo de relleno se la tratará como un esfuerzo constante debido a que el suelo es homogéneo y la transferencia será

invariable siempre y cuando el ángulo de fricción se mantenga, esto quiere decir que la transferencia de esfuerzos producto de una carga sobre el suelo de relleno cambiara conforme cambien los estratos. (Peck, 1973)

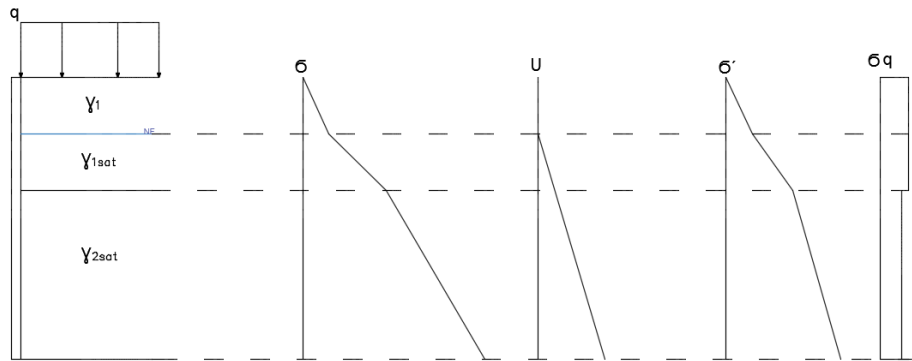


Gráfico 6. Análisis de presiones totales, efectivas y sobrecarga

Elaborado por: Johnny Santiago Vizuite Orozco

La distribución de la carga en el suelo está sujeta a las características del suelo, y se la define por:

$$\sigma q = q * k$$

$$P = q * k * h$$

El diagrama rectangular producido por una carga distribuida como se aprecia en el gráfico 5. Se sumará al diagrama de esfuerzos totales debido que todo actúa como un conjunto. (Peck, 1973)

Prácticamente se han analizado los casos generales que se pueden producir en los suelos arenosos no cohesivos, ahora es parte del lector interpretar estos casos y poder analizar las combinaciones que pueden suceder en la realidad.

Empuje activo de suelos con cohesión: (Peck, 1973)

Ahora estudiaremos la intervención de la cohesión en el empuje de tierras definido por Rankine, este fenómeno se da casi exclusivamente en las arcillas, por lo que su aprendizaje es fundamental para acaparar todos los casos que se nos pueden presentar en cualquier escenario.

Como la cohesión es una propiedad que ayuda a las partículas de suelo a mantenerse juntas por medio de un enlace químico, su comportamiento es complejo de predecir, pero de manera general podemos establecer los siguientes parámetros: (Peck, 1973)

$$s = c + (p - Uw) * \tan \phi$$

El mismo que nos da un punto de partida de la resistencia de estos tipos de suelo al menos en las principales condiciones como es su estado seco o húmedo (no saturado) esto quiere decir por sobre del nivel freático.

Planteamos la relación que existe entre los esfuerzos principales, tal cual como lo definimos para las arenas, en este caso la relación es un poco más compleja que multiplicar por un valor de "k". (Peck, 1973)

$$p1 = p3 * N\phi + 2c * \sqrt{N\phi}$$

Si mantenemos las condiciones de la teoría de Rankine donde el paramento es liso, y la superficie del terreno de relleno es plana, el esfuerzo principal mayor se convierte en el vertical, y podemos remplazar entonces que $\sigma v = p1 = \gamma * h$, antes de que el muro se deslice o sufra un desplazamiento, la presión será igual a la presión en estado de reposo, pero como para llegar al estado activo

de Rankine el muro se tiene que mover, el esfuerzo principal menor es el σ_h que se nota disminuido, remplazando así en la formula el resultado del empuje activo de Rankine para cada uno de los esfuerzos principales son: (Peck, 1973)

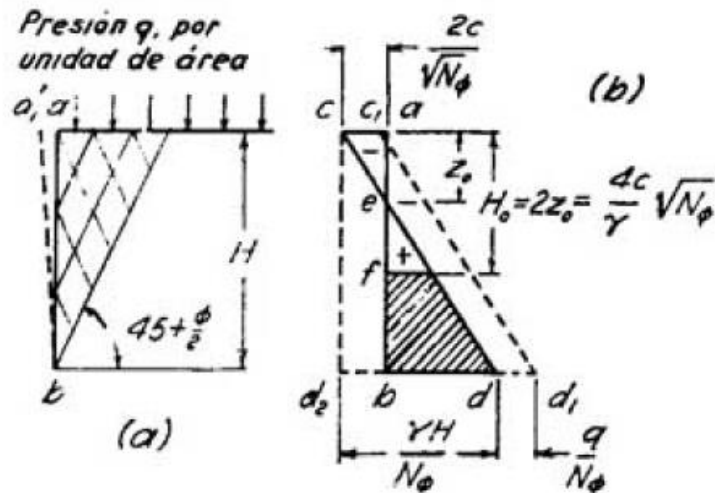


Gráfico 7. Influencia de la cohesión en el empuje activo de Rankine. (Peck, 1973)

$$\sigma_h = \sigma_v * \frac{1}{N\phi} - 2c * \frac{1}{\sqrt{N\phi}}$$

Esta tensión es válida para cualquier profundidad del estrato, pero como nos muestra el gráfico 7, tenemos una distancia "Zo", en donde el esfuerzo es nulo, es decir cero. (Peck, 1973)

$$Z_o = \frac{2c}{\gamma} * \sqrt{N\phi}$$

Es por esto que podemos afirmar que la cohesión nos ayuda al momento del diseño de una estructura de sostenimiento, debido a que los esfuerzos se reducen y la misma cohesión nos ayuda a la estabilización del suelo, así como se ve claramente en el gráfico 6, antes de la profundidad "Zo" los esfuerzos resultan negativos, en teoría esto quería decir que el suelo se adhiere al muro y lo tiene atraído contra él, cuando en realidad este es el lugar en donde se produce una grieta de tensión que separa el muro del estrato, por lo que no genera ningún tipo de esfuerzo a la estructura y los empujes comienzan a generarse por debajo del punto "Zo". Entonces de manera teórica podemos definir una altura crítica "Hc" en donde, cualquier corte, excavación o talud en un suelo con cohesión los esfuerzos totales serán cero entonces no se necesitará una estructura que contenga los empujes, ya que estos se anularán, en la práctica debido a las diferentes condiciones supuestas esta altura de corte libre es un poco menor que la altura "Hc" calculada. (Peck, 1973)

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} * \sqrt{N\phi} = 2 * Z_o$$

Una vez definido todo el comportamiento del estado activo de Rankine para suelos cohesivos, podemos determinar el empuje total como: (Peck, 1973)

$$Pa = \int_0^H \sigma_h dz = \frac{1}{2} \gamma * h^2 * \frac{1}{N\phi} - 2c * \frac{h}{\sqrt{N\phi}}$$

En el caso de un suelo puramente cohesivo, en donde no existe un valor de ángulo de fricción ($\phi=0$), remplazamos en la ecuación completa del empuje y obtenemos que: ($N\phi=1$) y por lo tanto la formula se reduce a: (Peck, 1973)

$$Pa = \int_0^H \sigma h dz = \frac{1}{2} \gamma * h^2 - 2c * h$$

$$Hc = \frac{4c}{\gamma}$$

Empuje pasivo de suelos cohesivos:

Para que un suelo alcance el equilibrio pasivo de Rankine, es necesario que la presión que el muro ejerce contra el suelo sea la necesaria para producir una deformación que lleve al suelo a un estado cercano a la rotura, de esta manera el esfuerzo horizontal aumenta de tal manera que pasa a ser el esfuerzo principal mayor, así podemos sustituir de las formulas anteriormente detalladas como: (Peck, 1973)

$$ph = p1$$

$$pv = p3 = \gamma * h + q$$

Remplazando en la ecuación del esfuerzo principal mayor, obtenemos:

$$ph = \gamma * h * N\phi + 2c * \sqrt{N\phi} + q * N\phi$$

Y de esta manera podemos realizar un análisis por separado de cómo las fuerzas actúan en este estado y como aumentan en comparación con el estado activo. (Peck, 1973)

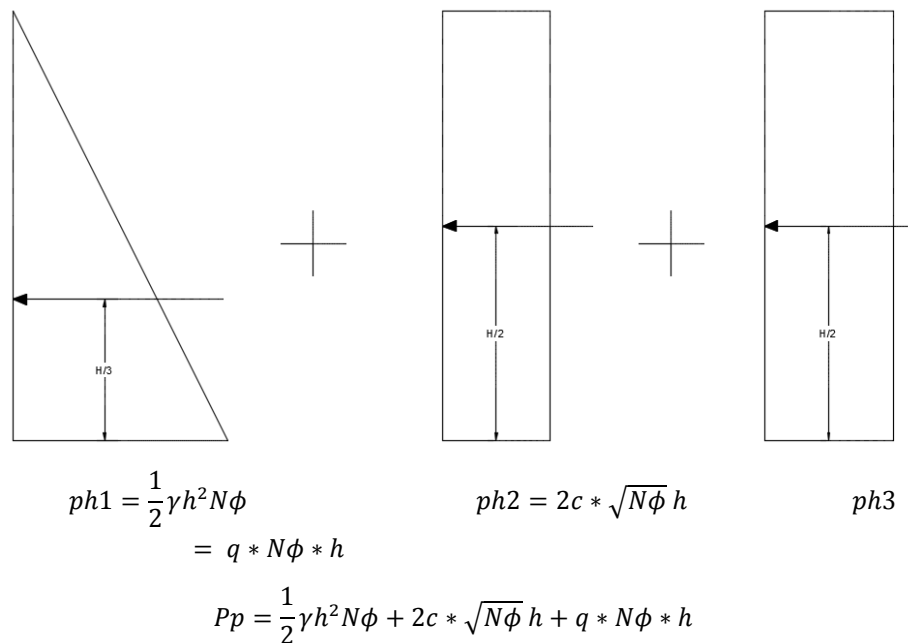


Gráfico 8. Esfuerzos producidos en el empuje pasivo de Rankine

Elaborado por: Johnny Santiago Vizuite Orozco

En donde:

Pp = Fuerza total pasiva.

$ph1$ = Fuerza total creada por la masa de tierra (peso).

$ph2$ = Reacción generada contra el muro por la cohesión del suelo.

ph_3 = Fuerza total horizontal producida por una sobrecarga.

$N\phi$ = Factor de transformación de esfuerzos verticales a horizontales " k_p ".

c = Cohesión del suelo.

h = Diferencial de la altura (profundidad de análisis).

γ = Peso específico del suelo. (Peck, 1973)

En la primera parte de la fórmula el empuje varía linealmente, como un suelo sin cohesión con un ángulo de fricción definido (igual al análisis explicado anteriormente), por lo tanto la resultante de este triángulo de esfuerzos estará ubicado a un tercio de la altura. Ya en la segunda sección de la expresión es donde interviene la cohesión del suelo que es independiente de la profundidad en análisis, debido a que suponemos que es un mismo estrato, o al menos que el valor de cohesión es el mismo para la altura en análisis. Por último tenemos la expresión para la sobrecarga que actúa en la superficie del relleno, y como ya mencionamos, esta se distribuye en el suelo de manera uniforme, siempre y cuando se mantenga el mismo estrato o las mismas características en la altura de análisis. (Peck, 1973)

Es importante resaltar que esta subdivisión de los esfuerzos es correcta si y solo si utilizamos las condiciones y hipótesis establecida para que se den los estado de Rankine, si no es así la solución será nada más una aproximación de lo que se pueda encontrar realmente. (Peck, 1973)

2.1.1.2 Teoría de Coulomb

La teoría de Coulomb considera las mismas hipótesis que la teoría de Rankine, por lo que podemos afirmar que, si utilizamos las mismas condiciones de borde los resultados son idénticos. Ahora la mayor de las ventajas de usar Coulomb es que se puede adaptar a cualquier condición de borde con errores muy pequeños. (Peck, 1973)

Esta teoría se convierte en una ayuda muy versátil para cualquier condición de borde que se pueda presentar en la realidad, sea un paramento vertical o inclinado, así también si la superficie del relleno es horizontal o mantiene una inclinación, incluso determina la influencia de una sobrecarga en el mismo. Suponiendo de igual forma que Rankine que el plano de falla es un plano inclinado recto, eliminando así la consideración real en donde se presenta una curvatura conforme se acerca a la base del muro (debido principalmente a la rugosidad del paramento), pero con el reparo que se lo hace en las diferentes situaciones el error inducido es mínimo. Las diferentes aplicaciones de este método vienen acompañadas con un no muy complejo manejo de los principios geométricos que son necesarios conocer, para gráficamente encontrar el empuje activo que el suelo ejerce a la estructura, conocido como el "Método gráfico de Culmann". (Peck, 1973)

Con las herramientas de Culmann nos ofrece, podemos representar y calcular gráficamente cualquier situación real que nuestra estructura va a llegar a soportar, este método se convierte en algo tedioso, debido a que partimos de una superficie de falla “arbitraria”, lo que hace que nosotros debemos analizar varios planos y determinar cuál de ellos nos induce el mayor valor de “Pa” (empuje activo de tierras). (Peck, 1973)

Es importante definir como realizar el método gráfico de Culmann, para la facilidad de entendimiento de cómo se puede encontrar geométricamente el empuje. (Peck, 1973)

Construcción gráfica de Culmann:

- 1) Por el punto “A” de la base del muro trace dos líneas:
La línea ϕ (sentido anti-horario), formando un ángulo ϕ con la horizontal.
La línea θ (sentido horario), formando un ángulo θ con la línea ϕ
 θ es el ángulo que forma el empuje con la vertical.
- 2) Escojo diferentes planos hipotéticos de deslizamiento, tales como Ab1, Ab2, Ab3, etc. Para determinar los puntos b1, b2, b3, etc.
- 3) Calcular el peso de cada una de las cuñas definidas por ABb1, ABb2, ABb3, etc. ($W = \text{área} \times \text{peso específico del suelo} \times 1\text{m de profundidad al plano del dibujo}$)
- 4) A una escala de fuerzas conveniente, transportar los valores de estos pesos sobre la línea ϕ a partir del punto del punto “A”, así se obtienen los puntos a1, a2, a3, etc.
- 5) Trazar por estos puntos líneas paralelas a la línea θ hasta cortar en los puntos c1, c2, c3, etc. A los respectivos planos de falla de las cuñas.
- 6) Unir los puntos c1, c2, c3, etc. Con una línea a la que denominaremos “línea de empujes” o “línea de Culmann”
- 7) Ahora debemos trazar una paralela a la línea ϕ tangente a la línea de empujes en el punto “C”.
- 8) Dibujar una línea que pase por los puntos “A” y “C” que se prolongue hasta cortar en el punto “b”, esta línea proporciona o nos muestra el plano de deslizamiento crítico, es decir que se forma la cuña ACbB, que es el volumen de suelo que proporciona el máximo empuje.
- 9) El segmento “aC” es la máxima distancia entre la línea ϕ y la línea de Culmann (línea de verde Ea) a la misma escala de fuerzas anteriormente establecidas, nos proporcionará el valor del empuje activo máximo.

Una vez que nosotros ya conocemos el la magnitud del empuje activo, uno de los problemas que se viene por consecuencia es el de determinar la ubicación de esta fuerza “Pa”. Nuevamente Coulomb, nos propone otra

Elaborado por: Johnny Santiago Vizuite Orozco

Todo lo detallado anteriormente es estrictamente correcto, para estructuras en las que primero sufren un desplazamiento, necesario para cumplir con las condiciones de equilibrio plástico. Esto se da en estructuras como muros de sostenimiento, el cual cumple a cabalidad estas condiciones, pero debido a que esta advertencia no fue descrita por Coulomb, la teoría anterior fue utilizada en diferentes tipos de estructuras que no se comportan de esta manera, por eso es importante recalcar que la teoría de Coulomb es acertada y “exacta” siempre y cuando se tomen todas las hipótesis del caso. (Vizueté, 2013)

19

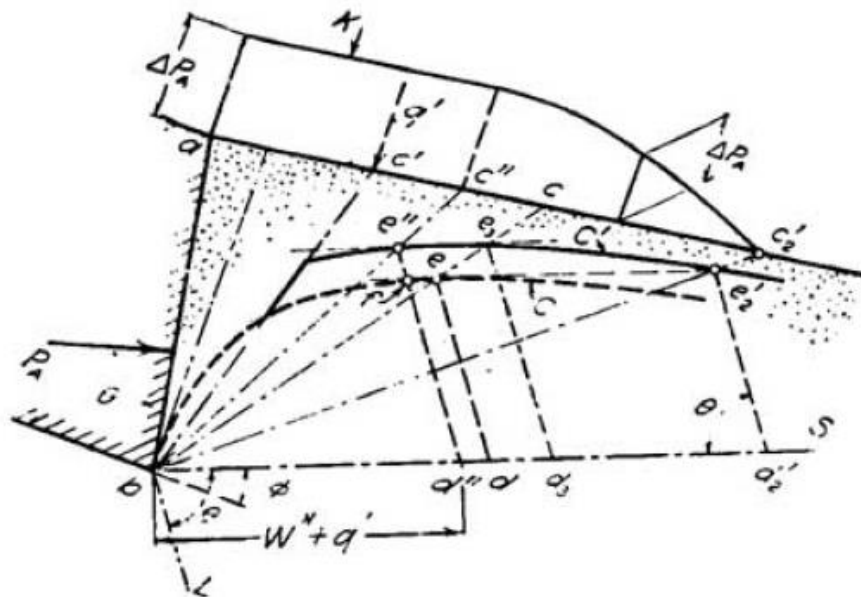


Gráfico 10. Diagrama de Culmann para cuando el relleno soporta una carga lineal. (Peck, 1973)

El gráfico 10 nos muestra como la “línea de Culmann” es afectada debido a la sobrecarga, produciendo una discontinuidad en el plano de falla que coincide con el punto de aplicación de la fuerza, entonces podemos definir que la línea de Culmann va a constar de dos partes, la primera representada por la línea punteada “C”, que la podemos definir tal cual como explicamos anteriormente representando el peso de las cuñas sobre el eje “bS”, ahora la segunda parte y la que es de nuestro interés la sección de la línea de Culmann definida como “C’”, así mismo la división del eje “bS” se dará de manera proporcional a q' , por lo tanto se tomara en cuenta el peso de la cuña que encierra a q' , más el valor de q' . Dándonos como resultado una curva paralela entre “C” y “C’”, donde la distancia que los separe $e''f$ se lo conocerá como el ΔPa , es decir la variación (aumento en el empuje activo) que tendrá el empuje debido a la sobre carga.

Como anteriormente lo definimos el empuje activo será la mayor distancia entre la línea “bS” y la Línea de Culmann “C’” (Peck, 1973)

Obviando esta consideración de “C’”, el método es esencialmente el mismo que definimos para un paramento sin sobre carga. (Peck, 1973)

El ΔPa o aumento del empuje activo por sobre carga, como nos muestra el gráfico 10 no es el mismo si se aplica cerca o lejos del paramento, sino más bien depende de la distancia a la que se en cuenta alejada del muro, por lo que llegará a un punto donde esta sobre carga ya no ejerce un aumento considerable o incluso ninguno en comparación a un estado sin sobre cargas, esto debido a que los esfuerzos se van distribuyendo en el suelo y mientras la

sobrecarga esté más alejada del talud está representará un menor riesgo, para el aumento del empuje activo de tierras. (Peck, 1973)

2.1.1.3 Empuje activo y pasivo en suelos granulares con superficie de contacto rugoso

De la misma manera (gráfica de Culmann y la teoría de Coulomb), se puede calcular el empuje pasivo y este se convierte en un tema de mucho mayor interés para nosotros, debido a que este fenómeno se presenta cuando solicitamos al suelo a una fuerza lateral y este se opone al desplazamiento, lo que se da en las entibaciones, muros anclados, etc. (Peck, 1973)

En el empuje pasivo, se considera importante tomar en cuenta el ángulo de fricción entre el suelo y la estructura " δ ", por que dependiendo de este valor, se ha demostrado que el valor del empuje aumenta rápidamente al momento de crecer " δ ", por lo que para los casos en los que " δ " es grande, no se debería utilizar Coulomb. (Peck, 1973)

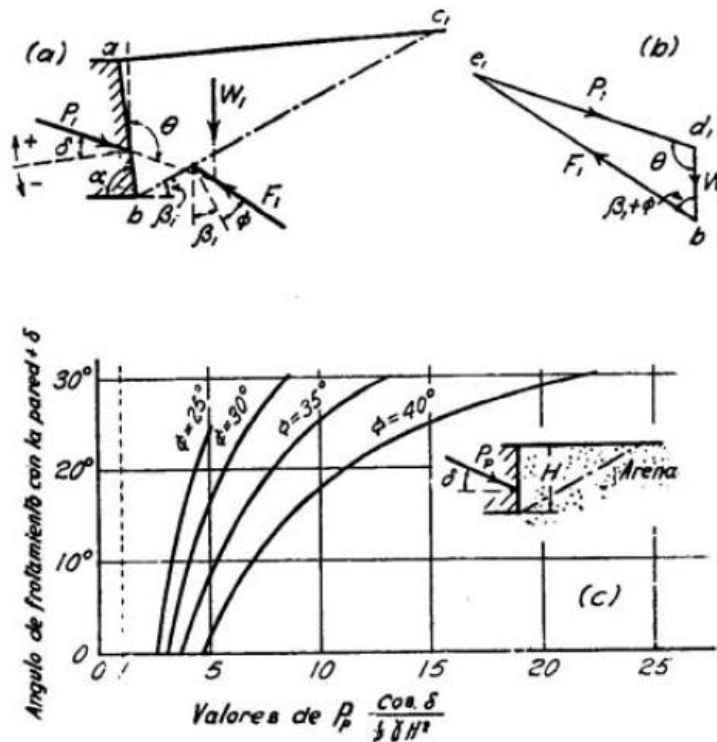


Gráfico 11. (a) y (b) representan el equilibrio que existe en la teoría de Coulomb; (c) gráfico para obtener los coeficientes para el cálculo del empuje pasivo. (Peck, 1973)

Claramente el gráfico 11, nos muestra como el valor de " P_p " crece conforme el ángulo de interacción entre la pared y el suelo es mayor. Por lo que es importante determinar una restricción práctica, en donde si " δ " supera el valor de $\frac{\phi}{3}$ ya no podemos mantener las suposiciones descritas por Coulomb, sino más bien tomar y calcular como en realidad se presenta en forma de curva. (Peck, 1973)

Esto es aplicable para suelos granulares (arenas), en donde se puede encontrar el valor del empuje pasivo por medio del diagrama de Culmann, con solo cambiar que la recta "bS" forme un ángulo ϕ en sentido horario, esto quiere decir que la línea ϕ , quedará por debajo de la horizontal y de ahí seguir los mismos pasos para continuar con el trazado de Culmann. (Peck, 1973)

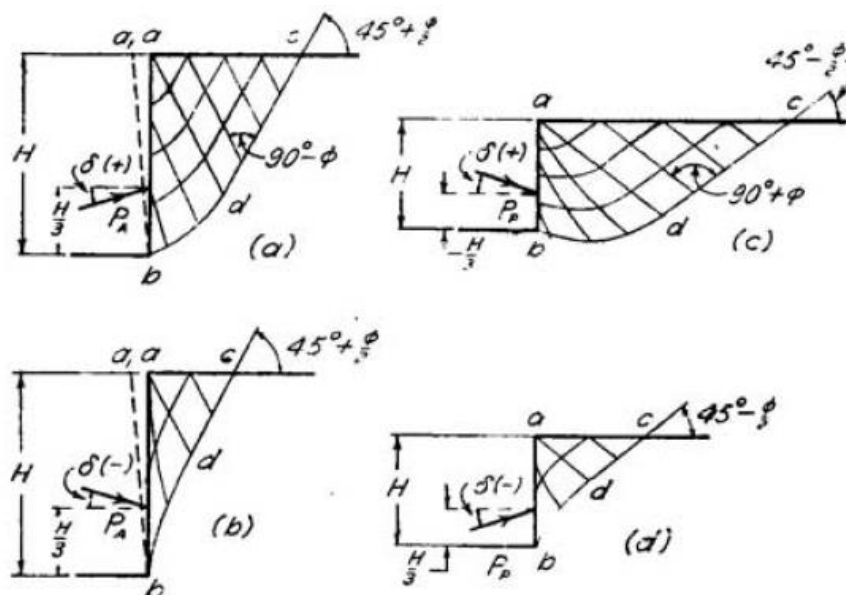


Gráfico 12. Representación de los deslizamientos que se producen por la rotura de la arena detrás de un paramento rugoso. (Peck, 1973)

El gráfico 12, nos muestra las diferentes curvaturas que se pueden dar tanto en el estado activo como en el pasivo, deslizamientos que se producen por la rotura de la arena detrás de un muro, y como la rugosidad " δ " el principal artifice de este cambio de esquemas. (Peck, 1973)

Cabe recalcar que en todos los gráficos se puede diferenciar un triángulo isósceles "adc", que indica la zona en donde se está produciendo el estado plástico de Rankine, sea este activo o pasivo (dependiendo de la gráfica). En donde podemos identificar claramente que son líneas rectas que representan la inclinación respectiva de cada estado, por lo contrario el área delimitada por "abd" consiste en un grupo de líneas curvas. (Peck, 1973)

Las figuras (a) y (b) del gráfico 12, son las curvaturas que se pueden dar en el estado activo, el signo del ángulo " δ " dependerá de las circunstancias de como el suelo está produciendo la fuerza cortante entre el muro y el estrato, generalmente el suelo se dilata para llegar al estado activo lo que ocasionará un movimiento hacia abajo del suelo y como consecuencia se producirá un esfuerzo tangencial hacia abajo con respecto al muro a lo que llamaremos "fricción positiva del muro " para lo que la reacción del muro tendrá una componente positiva, inclinado con un giro positivo (anti horario) para la dirección de la resultante figura (a). (Peck, 1973)

Para la figura (b), se trata del caso en donde ocasionalmente el muro se desliza hacia abajo en relación al suelo, lo que recae que su reacción tenga una componente dirigida hacia abajo por lo que el suelo está impidiendo su desplazamiento, dicho esto la dirección de la reacción estará afectada por una rotación negativa (horario). (Peck, 1973)

En el gráfico 12, las figuras (c) y (d) representan las modificaciones o curvaturas que puede tomar el plano de falla en el análisis del empuje pasivo, mostrando al igual que en el activo dos condiciones. Cuando " δ " es positivo o negativo, cambiando la dirección de la reacción del muro. (Peck, 1973)

Para que el suelo entre al estado pasivo de Rankine, el paramento debe presionar al suelo y el suelo tratará de impedir su traslación. Si el muro se desliza hacia abajo (por efecto de que el peso del muro es mayor que la fricción entre el suelo y el paramento) en relación al relleno, esto debido al peso del muro y la arena sube en relación al paramento, entonces la reacción que produce el muro tratará de evitar que la arena suba, por lo tanto el ángulo " δ " que indica la dirección de la reacción se dará en sentido horario, es decir sobre la normal trazada desde el paramento. Lo que se observa claramente en la figura (c) del gráfico 12. (Peck, 1973)

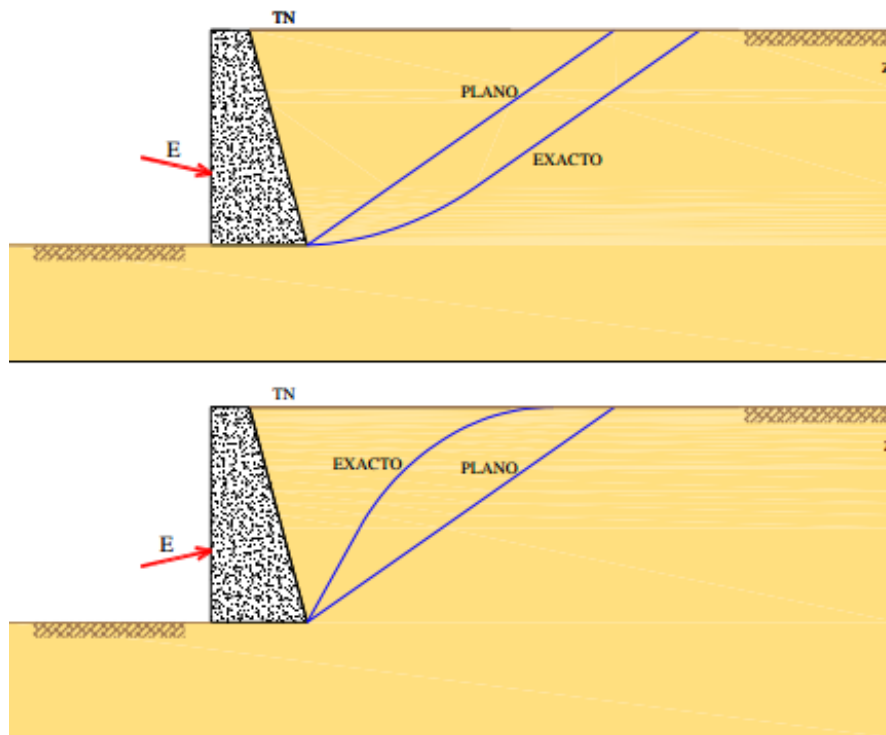
Ahora en el caso en donde el peso del muro no supere la fricción total entre suelo y paramento interno, nos da como resultado una componente hacia arriba, que afecta directamente a la reacción del muro, la cual se ilustra en el gráfico 12 figura (d), produciendo un ángulo por debajo de la normal del muro, es decir provocando un giro anti horario en la reacción resultante. (Peck, 1973)

Para que se convierta en una realidad lo presentado anteriormente, es necesario que se cumplan condiciones mínimas de deformación, tanto en la expansión del estrato para que se pueda generar el estado activo, como en la compresión del relleno y se pueda llegar al estado pasivo de Rankine. (Peck, 1973)

2.1.1.4 Empuje pasivo en suelos cohesivos con superficie de contacto rugoso

Es importante mencionar que el empuje activo en suelos cohesivos es calculable de igual forma como se describió en la teoría de Coulomb. Por lo que vimos la necesidad de omitir dicho tema, y enfocarnos en detallar el análisis del empuje pasivo con este tipo de características de suelo, las cuales son de mayor complejidad y cuidado. (Peck, 1973)

Para encontrar un empuje pasivo, en donde existe una gran influencia de la rugosidad del paramento con el suelo, ya no resulta útil ni seguro quedarnos con la teoría de Coulomb, por esto debemos aplicar otras herramientas que nos muestre un diagrama más cercano a la realidad de los fenómenos que se producen en el estado pasivo y determinar un empuje de acuerdo a estas sollicitaciones. (Peck, 1973)



Gráfica 13. Diferencia entre el plano estimado y el que realmente se produce.
Fuente: Ing. Augusto Jose Leoni, UNLP)

El gráfico 13, nos muestra claramente como la consideración de un plano recto de falla, puede resultar gravemente erróneo, y que la cuña que afectará al paramento es completamente diferente a la que podemos calcular “aproximadamente” con la teoría de Coulomb. (Peck, 1973)

Antes de comenzar a detallar un método para el cálculo del empuje pasivo de tierras en muros rugosos, es fundamental conocer el grupo de fuerzas que interactuarán en el desarrollo de los distintos problemas de muros que vayamos a resolver. (Peck, 1973)

Manteniendo una superficie horizontal del suelo de relleno, y con un muro que tenga un ángulo de fricción entre suelo y paramento (δ) y las características conocidas del suelo, como son su cohesión (c) y ángulo de fricción (ϕ), además de su peso específico (γ). Con todos estos datos fundamentales y de fácil obtención, nos facilita enormemente el análisis del conjunto de fuerzas que intervendrán en nuestro modelo. (Peck, 1973)

Como mencionamos en secciones anteriores solo una parte del área total de nuestro plano de falla delimitado por “bde” se encuentre en el estado pasivo de Rankine, en donde las líneas “planos de falla” son líneas rectas claramente definidas a una inclinación determinada $\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$, esto quiere decir que el área delimitada por el triángulo isósceles “ade” es lo que se encuentra en estado pasivo. Debemos hacer una diferenciación importante en el plano de falla la cual cuenta de dos secciones, la parte curva “bd” y el segmento recto “de”, lo que expresa que si dividimos al triángulo isósceles en dos mediante la línea “fd” los esfuerzos de corte son nulos obedeciendo a la teoría de Rankine, por lo que toda la sección “fde” será remplazada por el empuje que generó la masa de

suelo y la definiremos “Pd”, y como esta sección “fde” obedece a la teoría de Rankine, la encontramos fácilmente con: (Peck, 1973)

$$Pd = \frac{1}{2} \gamma h^2 N\phi + 2c * \sqrt{N\phi} h + q * N\phi * h$$

$$Pd = \frac{1}{2} \gamma h^2 N\phi + h(2c * \sqrt{N\phi} + q * N\phi)$$

Donde:

Pd= Fuerza total horizontal producida por el triángulo “fde”

Nφ= Factor de transformación de esfuerzos verticales a horizontales “kp”.

c= Cohesión del suelo.

h= Distancia entre “f” y “d”

γ= Peso específico del suelo.

Así mismo, como el gráfico 14 nos presenta el componente “abdf” del área de falla que estará influenciada o sometida a distintas fuerzas, la misma “Pd” así como también:

- W.- Peso propio de la masa “abdf”
- C.- Cohesión a lo largo de la curva “bd”
- Ca.- Adherencia entre el suelo y el paramento interno a lo largo de “ab”
- F.- Es la resultante de las tensiones normales y de fricción en la superficie “bd”
- Pp.- Resultante de las componentes normales y tangenciales del empuje pasivo. (Peck, 1973)

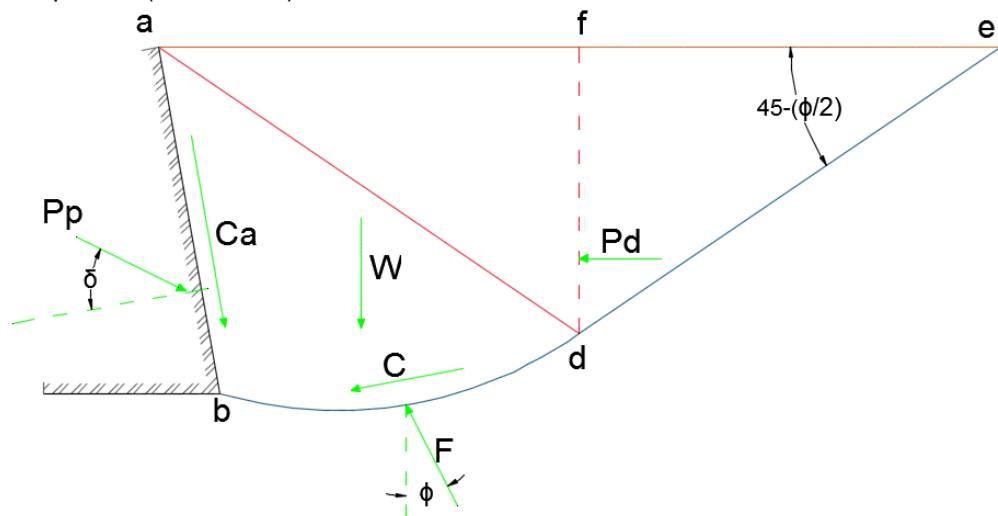


Gráfico 14. Conjunto de fuerzas que intervienen en el empuje pasivo

De esta manera el objetivo de este método es encontrar el empuje pasivo mediante el equilibrio de fuerzas, considerando toda la sección “abdf”. En método que vamos a desarrollar es conocido como la teoría de la “espiral logarítmica”, dicho así porque la cuña de falla “bde” que se asumirá para el cálculo estará compuesta por dos secciones, en donde la parte curva se la tomará como un fragmento de una espiral logarítmica “bd” y lo demás como un segmento recto “de” que es tangente en un punto de la curva logarítmica. (Peck, 1973)

Este tipo de análisis del empuje ha probado ser muy exacto, ya que en comparación a la sección curva “bd real”, esta se encuentra justamente entre

una sección circular y una espiral logarítmica, dándonos un margen de error muy pequeño, el cual ya se lo puede no considerar. Además de que prácticamente encontrar esta curva real se convertiría en un trabajo largo y laborioso, que no parece ser justificable cuando usamos las ventajas geométricas que nos brinda la espiral logarítmica con resultados bastante coherentes y aceptables. (Peck, 1973)

Consiente de todas las ventajas que la espiral geométrica nos brinda, Terzaghi la tomó como modelo para su estudio, definiendo la porción curva del plano de falla mediante la siguiente ecuación: (Peck, 1973)

$$r = r_0 * e^{\theta \tan \phi}$$

En el cual cada elemento representa:

r = Radio vector de la espiral

r_0 = Radio vector inicial (centro de la espiral al pie del muro)

e = Constante matemática de valor aproximado a 2.71828182...

θ = Variación del ángulo entre los radios vectores que comprenden la curva.

ϕ = Ángulo de fricción entre las partículas de suelo (Peck, 1973)

Como se mencionó anteriormente solo la porción triangular "abe" podemos asegurar que se encuentra en estado pasivo de Rankine, por lo que por facilidad ya hemos definido la fuerza que representará a dicho estado con la aplicación de las ecuaciones conocidas y previamente estudiadas. Para continuar con el análisis del modelo establecemos algunas de las propiedades de la espiral logarítmica, en donde podemos mencionar que debido a que la curva es tangente a la recta "de" en el punto "d" el centro de dicha espiral estará ubicado en alguna parte de la recta "ad", y con el uso de la ecuación definida por Terzaghi, todos los radios vectores forman un ángulo constante entre la tangente y la normal a la tangente en cualquier punto de la espiral, y este ángulo es " ϕ ", estas características de la espiral nos ayudan enormemente en el proceso de encontrar el valor del empuje pasivo, eliminando una de las fuerzas desconocidas que está actuando en nuestro diagrama de cuerpo libre, "F" (resultante de las tensiones normales y de fricción en la superficie "bd") la razón de esta simplificación se da ya que la línea de acción de "F" pasa por el punto de origen de la espiral, y como el método se basa en el equilibrio de momentos en torno al origen de la espiral, esta fuerza no nos genera ningún momento por lo que es innecesario encontrar su valor para los fines que estamos buscando. (Peck, 1973)

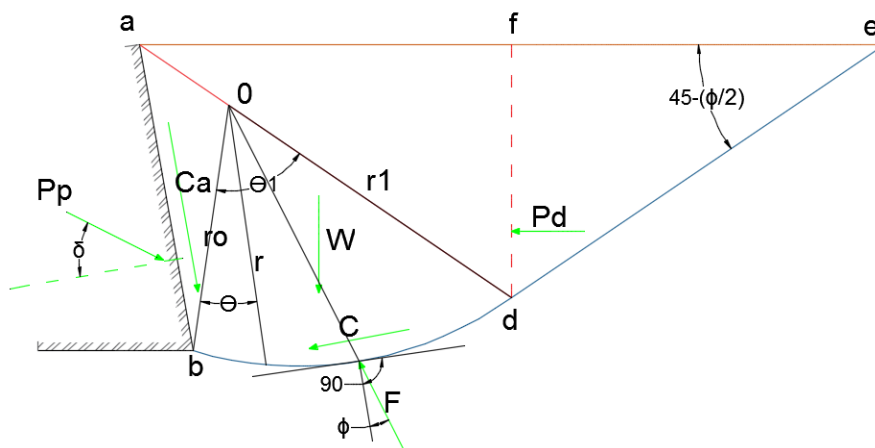


Gráfico 15. Coincidencia entre el radio de la espiral y la resultante "F".

Fuente: JOHNNY SANTIAGO VIZUETE OROZCO

En este proceso de análisis, aplicaremos el principio de superposición para la definición del empuje pasivo, ya que este método combina dos partes de análisis, para la facilitar el proceso de cálculo, dicho de esta manera se calculará el empuje pasivo considerando dos condiciones extremas: (Peck, 1973)

1. El empuje de un suelo con peso y sin cohesión ($E'p$).
2. El empuje de un suelo sin peso y con cohesión ($E''p$).

Mediante estos empujes obtendremos el empuje real de la suma de estos dos resultados. $Pp = E'p + E''p$ (Peck, 1973)

Tomando la primera condición (suelo con peso pero sin cohesión), el empuje que vamos a encontrar es $E'p$, al cual ubicaremos arbitrariamente a una altura de un tercio del paramento desde el suelo, y comenzaremos a calcular mediante equilibrio de momentos los diferentes $E'p1$, $E'p2$, $E'p3$, etc. Que representaran los diferentes empujes por cada plano de falla aleatorio que vamos a ir definiendo, a continuación se realizará el detalle de lo mencionado. (Peck, 1973)

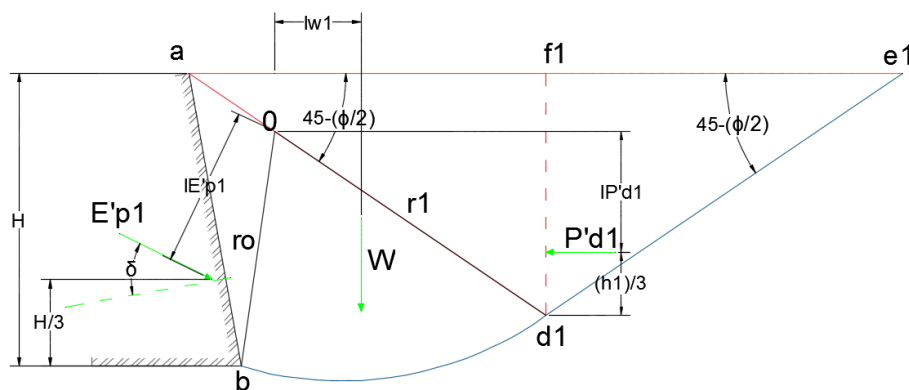


Gráfico 16. Detalle de las fuerzas y distancias que intervienen en el equilibrio de momentos de la primera condición, suelo con peso y sin cohesión. Fuente: JOHNNY SANTIAGO VIZUETE OROZCO

Para nuestro primer tanteo, se realiza el equilibrio de momentos con respecto al centro "O" que representa el origen de la espiral, y como vimos anteriormente la resultante de las fuerzas normales y de fricción coincidían con el origen, según la propiedad en que los radios vectores forman un Angulo contante " ϕ " con respecto a la normal de la curva, por lo que los momentos serán nulos, en definitiva la ecuación nos quedaría de la siguiente forma: (Peck, 1973)

$$E'p1 * lE'p1 = W * lw1 + P'd1 * lP'd1$$

$$E'p1 = \frac{(W * lw1 + P'd1 * lP'd1)}{lE'p1}$$

Una vez encontrado el valor de $E'p1$, que corresponde la valor del empuje de la primera condición y nuestro primer tanteo (plano de falla asumido), trasladamos este valor a un plano (de preferencia sobre nuestro diagrama de cuerpo libre) con una escala adecuada, y ubicaremos el valor del empuje en el eje vertical y

la coordenada en el eje horizontal coincidirá con la proyección del punto "f1", de la cuña de falla asumida. (Peck, 1973)

Realizando repetidamente el proceso que utilizamos para encontrar "E'p1", debemos encontrar el empuje que producen diferentes superficies de falla, las suficientes (E'p2, E'p3, E'p4, etc.) para que nos facilite trazar en el sistema de coordenadas de comparación una curva de empujes, donde ubicamos todos los pares ordenados de tipo (E'pn;fn) al que denominaremos puntos (C'), el menor valor que la curva de puntos C' nos representa el valor del empuje de la primera fase (E'p). No debemos olvidar que al momento del tanteo o trazo de los diferentes planos de falla que llevaremos al análisis el triángulo "ade" siempre es isósceles, por lo que las otras superficies de falla nos darán triángulos semejantes entre sí, respetando que en el punto "a" y "e" el ángulo siempre es $45-(\phi/2)$. (Peck, 1973)

En caso de que el suelo no tenga cohesión, la otra componente del empuje E''p tendría un valor de cero, y el empuje pasivo (Pp) sería igual a E'p. De lo contrario debemos realizar el proceso de cálculo para E''p.

La segunda fase del proceso consistía en asumir el empuje (E''p) que produce un suelo sin peso y con cohesión. (Peck, 1973)

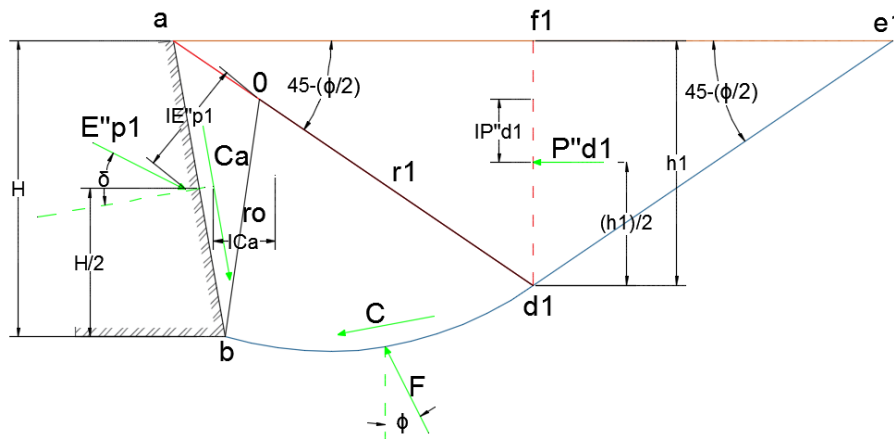


Gráfico 17. Representación de la segunda condición del modelo, suelo sin peso con cohesión. Fuente: JOHNNY SANTIAGO VIZUETE OROZCO

Para esta situación de igual manera debemos hacer cálculos de tanteo de planos de fallas, donde podemos emplear los mismos que usamos anteriormente para encontrar E'p, como el método se basa en el equilibrio de momentos mantenemos esta regla por lo que debemos hacer es identificar las fuerzas y las distancias que provocan estos momentos. Detallando el proceso, comenzamos por ubicar la segunda componente del empuje "Pp" es decir E''p, misma que se encontrará en la mitad de la altura del paramento. La fuerza F no se tomará en cuenta debido que su línea de acción pasa por el centro de momentos. P''d la fuerza que la cohesión desata en contra del muro se ubica en la mitad de la altura del triángulo "ade", en otras palabras en h/2, debido al supuesto de que la cohesión es una distribución constante a lo largo del suelo, como resultado el diagrama de esfuerzos es rectangular y su centro de gravedad está ubicado en la mitad de su altura, este valor lo podemos encontrar fácilmente mediante una expresión que ya la analizamos previamente: (Peck, 1973)

$$P''d = 2c * h * \sqrt{N\phi}$$

Donde:

$P''d$ = Fuerza total horizontal producida por la cohesión en el triángulo “fde”

$N\phi$ = Factor de transformación de esfuerzos verticales a horizontales “kp”.

c = Cohesión del suelo.

h = Distancia entre “f” y “d” (Peck, 1973)

Ahora, lo único que nos falta definir es la fuerza que produce la cohesión (C) a lo largo de la espiral “bd”, al ser una curva se nos facilita si utilizamos el análisis diferencial, por lo que tomaremos una porción de longitud “ds” de la curva con los radios partiendo del centro de la curva. La fuerza que se ejerce en esa pequeña porción será “c*ds”, como el método se fundamenta en el equilibrio de momentos, sería absurdo estar calculando la fuerza total y luego buscar la distancia perpendicular al centro “O”, por lo que analizamos directamente el momento que provoca cada una de las secciones “ds”, y mediante el cálculo integral encontrar el momento total que provoca la parte espiral del plano de falla en análisis. (Peck, 1973)

Observando el gráfico 18, se puede definir fácilmente el diferencial de momento, que resultaría de la multiplicación de la componente de la fuerza de cohesión y el radio que lo compone: (Peck, 1973)

$$dM = c * ds * \cos\phi * r$$

A la que podemos simplificar con ayuda de la trigonometría, debido a que:

$$ds * \cos\phi = r * d\theta$$

$$dMc = c * r * d\theta * r = r^2 * c * d\theta$$

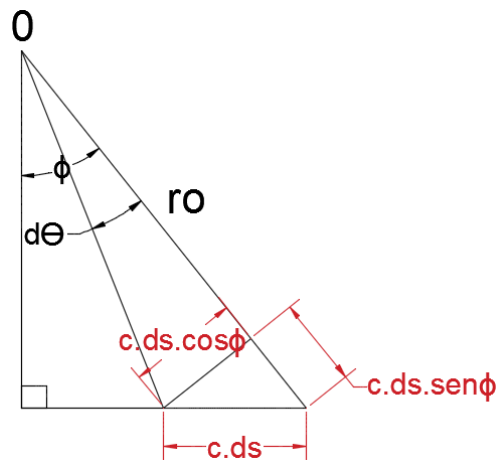


Gráfico18. Sección diferencial, para definir el momento provocado por la fuerza de cohesión en la sección espiral del plano de falla. Fuente: JOHNNY SANTIAGO VIZUETE OROZCO

Como la componente $c \cdot ds \cdot \sin\phi$, coincide con el radio, no genera ningún momento por lo que la obviamos. Así que la integral nos quedaría de la siguiente manera: (Peck, 1973)

$$Mc = \int_0^\theta dMc = \frac{c * (r_1^2 - r_0^2)}{2 \tan \phi}$$

Con este resultado, estamos completos para comenzar con la suma de momentos alrededor del centro de la espiral. (Peck, 1973)

$$E''p1 * lE''p1 = Mc + P''d1 * lP''d2 - Ca * lCa$$

$$E''p1 = \frac{(Mc + P''d1 * lP''d2 - Ca * lCa)}{lE''p1}$$

Este resultado de $E''p1$, se representará en la misma escala en la que graficamos $E'p1$, pero partiendo del punto $C1'$, y así sucesivamente con todos los resultados de las distintas cuñas de falla, obteniendo los puntos $C1$, $C2$, $C3$, etc. Uniendo todos estos puntos "C" ($E''pn$; fn) damos forma a la curva "P", la cual nos muestra en el valor de sus ordenadas el empuje pasivo total, tomando en cuenta las dos partes que se interponen al deslizamiento del suelo, para interpretar correctamente la curva señalamos que el punto ($C1$) indica el empuje pasivo total para provocar un deslizamiento en el suelo limitado por "abd1e1". (Peck, 1973)

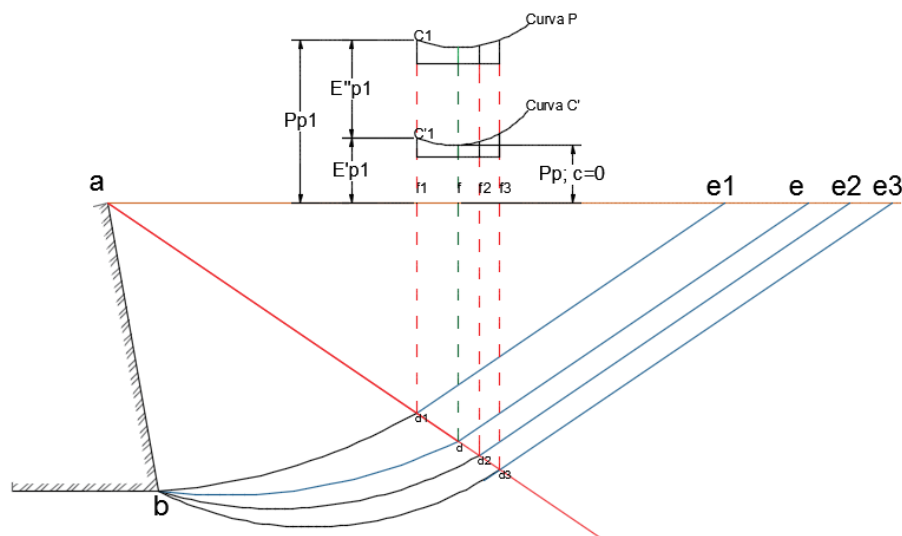


Gráfico19. Curvas "C" y "P" que se forman con los empujes calculados en las distintas cuñas de falla. Fuente: JOHNNY SANTIAGO VIZUETE OROZCO

La curva "P" muestra el empuje pasivo necesario para cada una de los planos de falla que analizamos, a sabiendas de esto, lo que nosotros necesitamos el valor mínimo para desarrollar un deslizamiento y que el suelo represente las características que nos permita aplica esta teoría y por consecuencia poder diseñar nuestro muro, por lo cual el mínimo de la curva "P" es el empuje pasivo que nos interesa, y la proyección del vertical del punto "Cmin" que intersecta con la recta "ad" marca el paso del plano de falla que se produce. Para el diseño del muro es importante conocer las presiones que se generan en la superficie del paramento que estará definida por "Pp" y la adherencia "Ca". (Peck, 1973)

Para la ubicación de la resultante "Pp", tan solo debemos remplazar el par de fuerzas "E'p" y "E''p", por un sistema equivalente que produzca los mismos efectos, es decir que cumplan con la misma suma de momentos y fuerzas. Al conocer la ubicación de las componentes con respecto a la base del muro $H/3$ y $H/2$ respectivamente, la ecuación de la ubicación de nuestro empuje total "Pp" es una sumatoria de momentos respecto a la base del muro (b). (Peck, 1973)

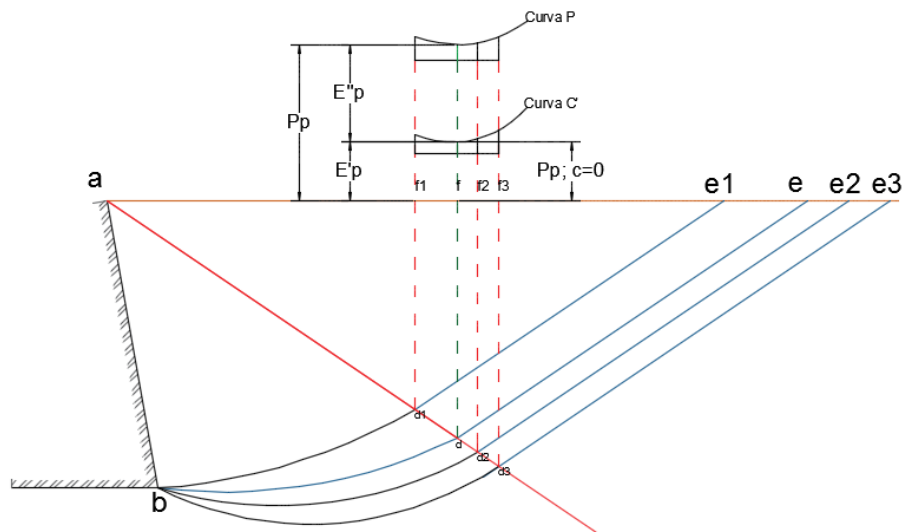


Gráfico 20. Valores mínimos de las curvas “P” y “C” que representan el empuje pasivo y el trazado del plano de falla resultante. Fuente: JOHNNY SANTIAGO VIZUETE OROZCO
Fuente: Ing. Augusto Jose Leoni

2.1.2 Estabilización de taludes

Para que se produzca un deslizamiento de talud, las razones pueden ser infinitamente variadas, principalmente como resultado de excavaciones o perforaciones al pie del talud, por el aumento de esfuerzos en el estrato, como una excesiva sobrecarga en la corona del talud, la presencia de agua que aumenta la presión en los espacios vacíos provocando un movimiento de una porción del talud, así también como el desgaste gradual de la estructura del suelo, en donde comienza como pequeñas fallas capilares que van incrementando hasta llegar a mover grandes bloques de tierra del talud, provocando una falla inminente. A lo largo del estudio de estabilización de taludes, se determinó que no es suficiente con un análisis teórico debido a la inmensa variedad de posibilidades que pueden hacer que un talud pueda ser o no estable, y aun así tengamos perforaciones o varios estudios de campo, esto tampoco nos entrega un cien por ciento de confianza porque estos ensayos o perforaciones, pueden no revelar fisuras capilares, residuos de antiguas superficies de deslizamiento, pequeños acuíferos etc. Y de esta manera invalidar todos los cálculos y consideraciones que se van a evaluar a continuación. (Peck, 1973)

Taludes de arena sin cohesión: (Peck, 1973)

Cualquier talud compuesto de una arena limpia y seca, será estable a cualquier altura, siempre y cuando el ángulo que el talud forme con la horizontal sea menor al ángulo de fricción de la arena. Caso contrario es imposible que el talud se mantenga estable. El factor de seguridad estará definido por: (Peck, 1973)

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

Donde:

ϕ = ángulo de fricción de la arena

β = ángulo que el talud forma con la horizontal.

Como prácticamente en la naturaleza es imposible encontrar esta condición, de aquí en adelante se considerará todos los suelos con cohesión. (Peck, 1973)

Características de los suelos cohesivos homogéneos que forman un talud:

Partiendo de la resistencia al corte para suelos con cohesión y fricción: (Peck, 1973)

$$s = c + p * \tan \phi$$

En donde:

s = Resistencia unitaria al deslizamiento.

ϕ = Ángulo de fricción del suelo.

c = Cohesión del suelo

p = Presión principal vertical del suelo (Peck, 1973)

La condición de que el suelo tenga un grado de cohesión, nos ayuda a la estabilidad de los taludes incluso si el talud es vertical pero sin sobrepasar la altura crítica " H_c " definida anteriormente en la teoría de Rankine, este talud vertical se puede mantener solamente por un tiempo. Si la altura del talud es mayor evidentemente el talud será inestable y para contrarrestar esta característica debemos asegurarnos que el ángulo sea menor que noventa grados. De esta manera podemos concluir que entre mayor sea la altura del talud, menor tiene que ser el ángulo " β " para no producir un deslizamiento y si la altura del talud se vuelve muy grande en comparación a la " H_c ", entonces solo será seguro el talud, si " β " no supera al valor de ϕ . (Peck, 1973)

Cuando un talud falla, el deslizamiento se puede dar de dos formas:

- La superficie de deslizamiento coincide con el pie del talud o pasa por sobre este se la conoce como "rotura por el talud" o "falla de talud", y el círculo de falla se lo denominará "círculo de pie" si este pasa justamente por el pie del talud o "círculo de talud" si este pasa arriba del pie.
- Si el plano de deslizamiento se desplaza una distancia más allá del pie del talud, debido a que el suelo de la base no tiene la suficiente resistencia para soportar el material que se encuentra sobre ella. La falla es conocida como "rotura por la base", y el círculo que define la superficie se lo llama "círculo de medio punto". (Peck, 1973)

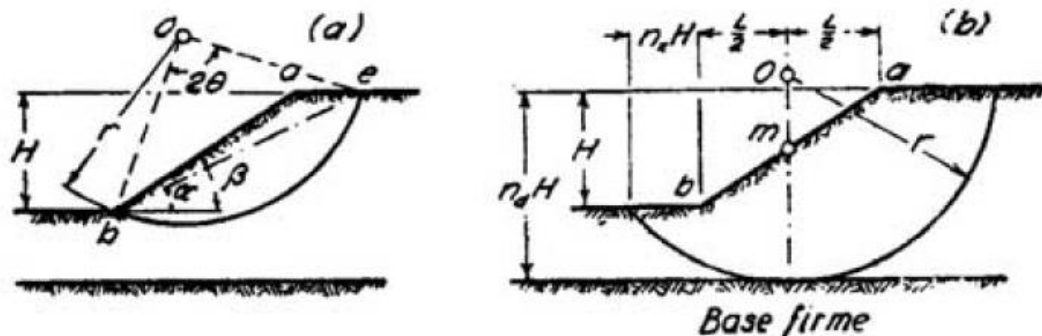


Gráfico 21. Círculos de falla de los taludes. (Peck, 1973)

El plano de falla, o correctamente mencionado la "superficie curva de deslizamiento", estará representada por una sección circular o por una espiral logarítmica para los cálculos de estabilidad, cualquiera de los dos caminos que

se tomen nos llevara a un resultado aproximado, semejante a la aproximación que hicimos con Coulomb. (Peck, 1973)

Cálculo de resistencia al corte con datos obtenidos de deslizamientos pasados: Al momento que un talud, sea natural o creado por el hombre colapsa, se puede obtener varios datos de importancia para evitar que vuelva a suceder además de medir información valiosa para la interpretación del comportamiento de otros taludes de iguales o similares características. (Peck, 1973)

Estas medidas se las realiza en campo, observando la forma del deslizamiento y tomando medidas de las fisuras de tensión, la profundidad del mismo, etc. (Peck, 1973)

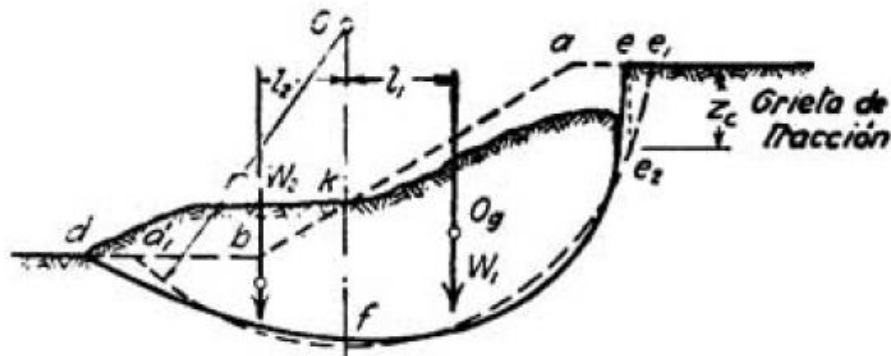


Gráfico 22. Fuerzas que intervienen en la estabilidad de un talud. (Peck, 1973)

En donde, para que exista equilibrio se debe cumplir las siguientes condiciones:

$$W1 * l1 = W2 * l2 + s * r * d1e2$$

De donde:

$$s = \frac{W1 * l1 - W2 * l2}{r * d1e2}$$

s = Resistencia al corte. (Peck, 1973)

W1= Peso de la masa de suelo que tiende a producir la rotura, definida por el área akfe.

W2= Peso de la masa de suelo que trata de resistir el deslizamiento, definida por kbd1f.

r = Radio del círculo crítico de deslizamiento.

"d1e2"=Segmento circular que "suponemos" define la superficie de deslizamiento. (Peck, 1973)

Cálculos de estabilidad:

Para comenzar con la investigación de la estabilidad de taludes, y determinar si un talud en un suelo que conocemos sus características es estable, debemos encontrar la ubicación del círculo por donde se va a generar la falla, a este círculo lo denominaremos como "círculo crítico", el que debe responder a la condición de equilibrio en donde la "relación entre la resistencia al corte que tiene el suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento y las fuerzas tangenciales que tienden a producirlo constituyen un mínimo". Una vez definido el círculo encontramos el factor de seguridad, definido por: (Peck, 1973)

$$Fs = \frac{s * r * d1e2}{W1 * l1 - W2 * l2}$$

Como muchas de las teorías que utilizamos en el análisis de suelos, este cálculo de estabilidad también se da por tanteo, en donde nos imponemos varios círculos posibles de falla, para el cual corresponderá un “Fs” específico y su círculo será la superficie de deslizamiento. ¿Por qué el tanteo?, y no solo nos conformamos con el cálculo analítico, la razón es muy simple, ya que las expresiones encontradas para el estudio analítico de taludes conserva muchas simplificaciones y aproximaciones, las cuales nos da una mejor utilidad para comprobar si el talud es seguro, o si es dudoso, para volver a realizar el tanteo. Cuando trabajamos con tanteos, como en el caso anterior en que encontrábamos el empuje pasivo mediante distintos planos de falla elegidos arbitrariamente, de la misma forma lo haremos en la estabilidad de taludes con diferentes círculos como superficies potenciales de deslizamiento en donde el valor mínimo de “Fs” que nos representa el valor de seguridad con respecto al deslizamiento y su círculo, la posible superficie crítica de deslizamiento. (Peck, 1973)

En caso de realizar un estudio analítico para situaciones simples debemos seguir las siguientes hipótesis, caso contrario continuamos con el proceso de tanteo de superficies mencionado. (Peck, 1973)

Las siguientes hipótesis son las que se consideran al momento de hacer un estudio analítico:

- a) El talud está compuesto por dos partes planas con una diferencia de altura.
- b) No se toman en cuenta las microfisuras (fisuras capilares), debido a que ya se las considerará en el amplio margen que tienen los factores de seguridad.
- c) Se tiene una profundidad determinada hasta el pie del talud donde el suelo es homogéneo hasta toparse con un estrato más resistente llamado “base firme”, este estrato de mayor resistencia no es parte de la superficie de falla que delimita el círculo. (Peck, 1973)

Con esta macro visión del comportamiento de los taludes en suelos arenosos y cohesivos, podemos ya entrarnos al análisis detallado en cada uno de los casos particulares que puedan presentarse.

Para el análisis de estabilización de taludes nos basaremos en dos métodos:

- a) Procedimiento de las masas
- b) Método de las dovelas (Peck, 1973)

2.1.2.1 Procedimiento de las masas

Este proceso nos será útil en el supuesto que la estructura de nuestro talud esté conformada por un suelo homogéneo, lo que raramente se encuentra en situaciones reales, pero que sin embargo nos ayudará a entender el comportamiento que tiene un talud, para así abordar los casos más complejos.

Taludes en suelos arcillosos homogéneos, sin ángulo de fricción:

La resistencia a corte de un suelo para condiciones no drenadas, se definía mediante:

$$s = c + p * \tan \phi$$

Por lo que podemos reducir que la firmeza que se tenga a lo largo de un posible plano de falla, estará a cargo solamente de la cohesión ($\phi = 0$), entonces $s=c$ (cohesión propia del suelo). En el gráfico 23 las fuerzas que trata de desestabilizar el talud se enfrentan a las que impiden su desplazamiento, al equilibrar los momentos la ecuación nos queda de la siguiente forma:

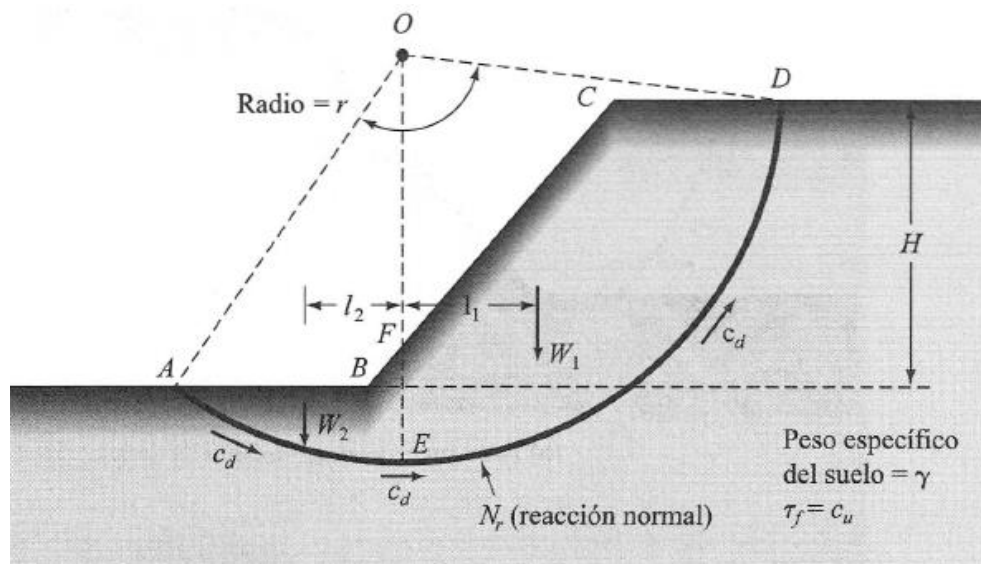


Gráfico 23. Análisis de la estabilidad de un talud en suelo homogéneo de arcilla sin fricción. (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das)

$$W1 * l1 = W2 * l2 + Cd * d1e2 * r$$

$$d1e2 = r * \theta$$

$$W1 * l1 = W2 * l2 + Cd * r * \theta * r$$

$$Cd = \frac{W1 * l1 - W2 * l2}{r^2 * \theta}$$

Cd viene a convertirse en la cohesión que tiene que desarrollarse a lo largo del plano, por lo que la estabilidad del talud y por lo tanto el factor de seguridad, estará

dado por la relación que exista entre la cohesión que presente el suelo (c) versus la cohesión que al menos debería generarse para producir un equilibrio.

Entonces el factor de seguridad se hallará de la siguiente manera:

$$Fs = \frac{c}{Cd}$$

Con esto mantenemos la misma lógica que detallamos en el cálculo de estabilidad anteriormente.

Fellenius (1927) y Taylor (1937), resolvieron varios problemas de estabilidad de taludes de manera analítica, y gracias a estos estudios podemos afirmar la siguiente relación, en donde definimos la altura crítica en función del peso y cohesión del suelo.

$$Hc = \frac{c}{\gamma} * Ns$$

Ns , se conoce como “coeficiente de estabilidad” y es un número adimensional que solamente depende de la inclinación del talud (β) y el factor de profundidad (Nd).

Por otra parte otros autores entre ellos Braja Das, utilizan una ecuación similar, donde usan otra nomenclatura, remplazando “ Ns ” por “ m ”, que no es más que el inverso en valor numérico y lo llaman “número de estabilidad”.

$$Hc = \frac{c}{m * \gamma}$$

Por lo demás no existe ninguna diferencia entre ambas expresiones, y son únicamente válidas para arcillas saturadas en condiciones no drenadas.

Dicho esto, presentamos las tablas y condiciones que se deben tomar en cuenta al momento de interpretarlas.

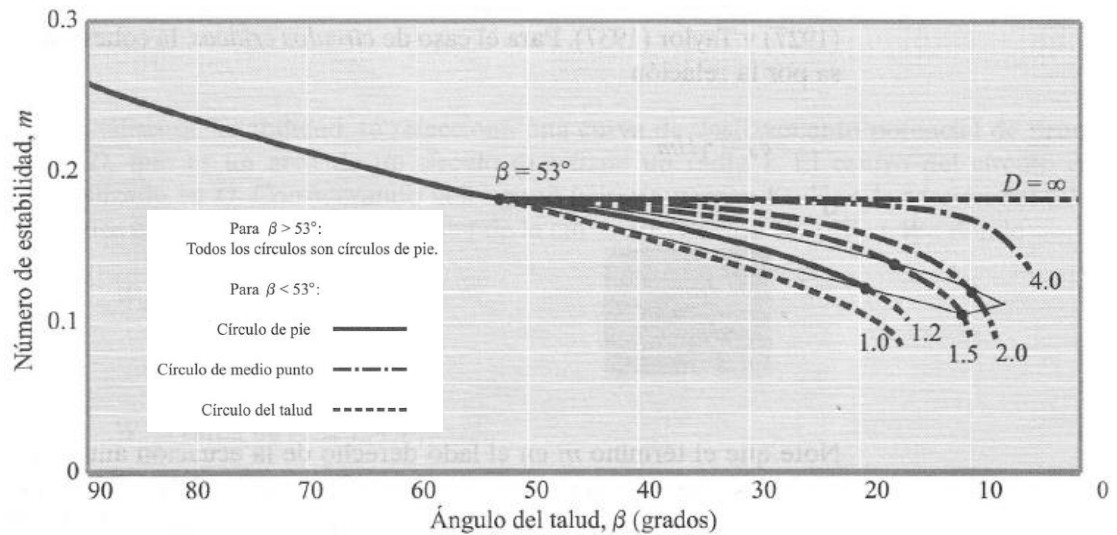


Gráfico 24. Número de estabilidad versus ángulo del talud (según Terzaghi y Peck, 1967; redibujada). (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das)

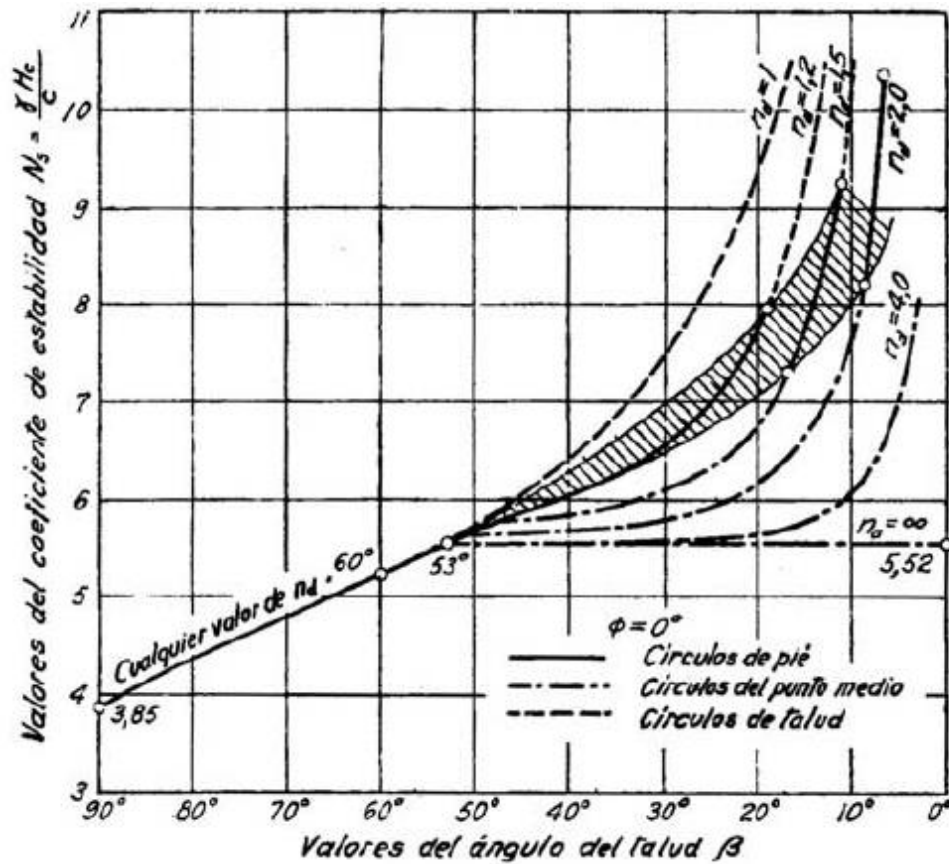


Gráfico 25. Coeficiente de estabilidad, trazado por Terzaghi y Peck. (Peck, 1973)

1. Para ángulos de talud mayores que 53° , el círculo crítico es siempre un círculo de pie. La localización del centro del círculo de pie se encuentra con ayuda del grafico 25.
2. En taludes de ángulos menores a 53° , el círculo critico es un circulo de pie, de talud, o de medio punto, dependiendo de la localización de la base firme bajo el talud, denominada la función de profundidad, que se define como:

$$D = \frac{\text{distancia vertical de la cima del talud a la base firme}}{\text{altura del talud}}$$

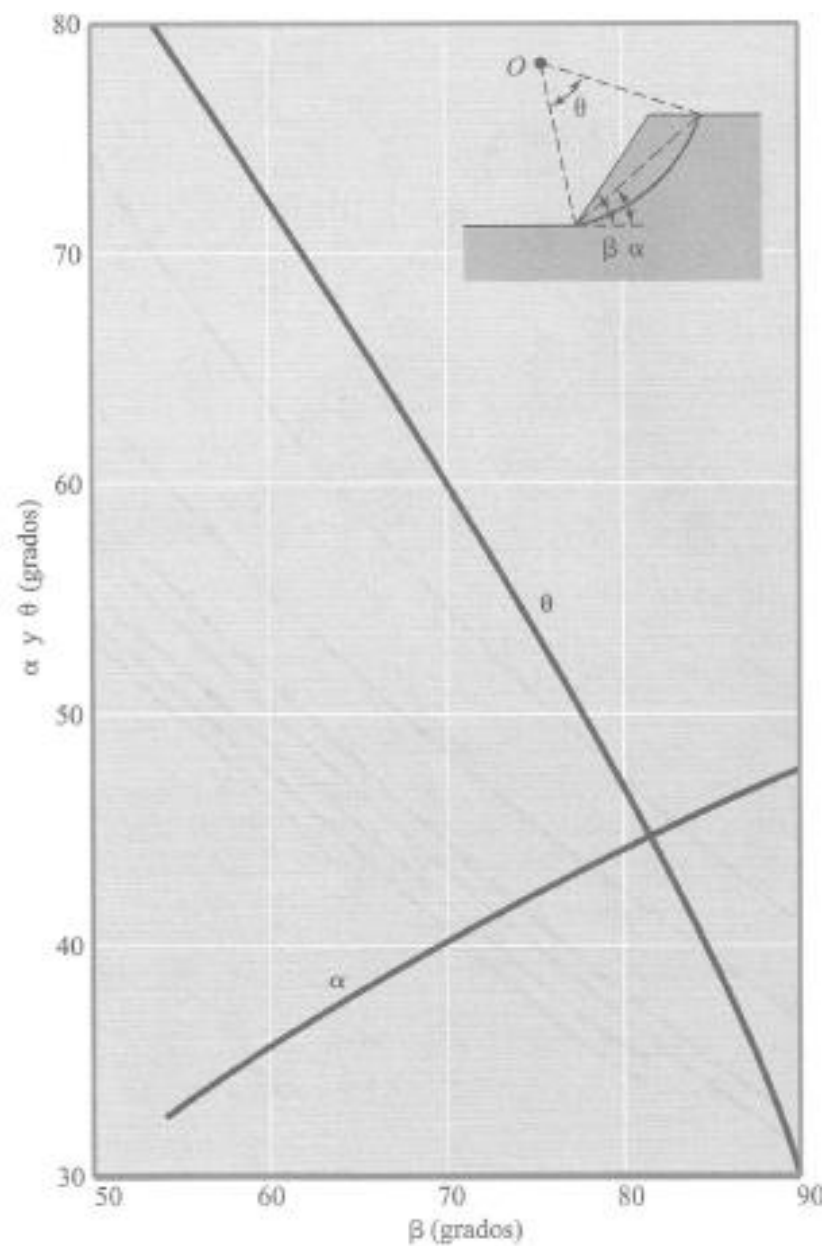


Gráfico 26. Localización del centro de los círculos críticos para $\beta > 53^\circ$. (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das)

3. Cuando el círculo crítico es un círculo de medio punto (es decir, la superficie de falla es tangente a la base firme), su posición se determina con ayuda del gráfico 26.
4. El máximo valor posible del número de estabilidad por falla en el círculo de medio punto es 0.181

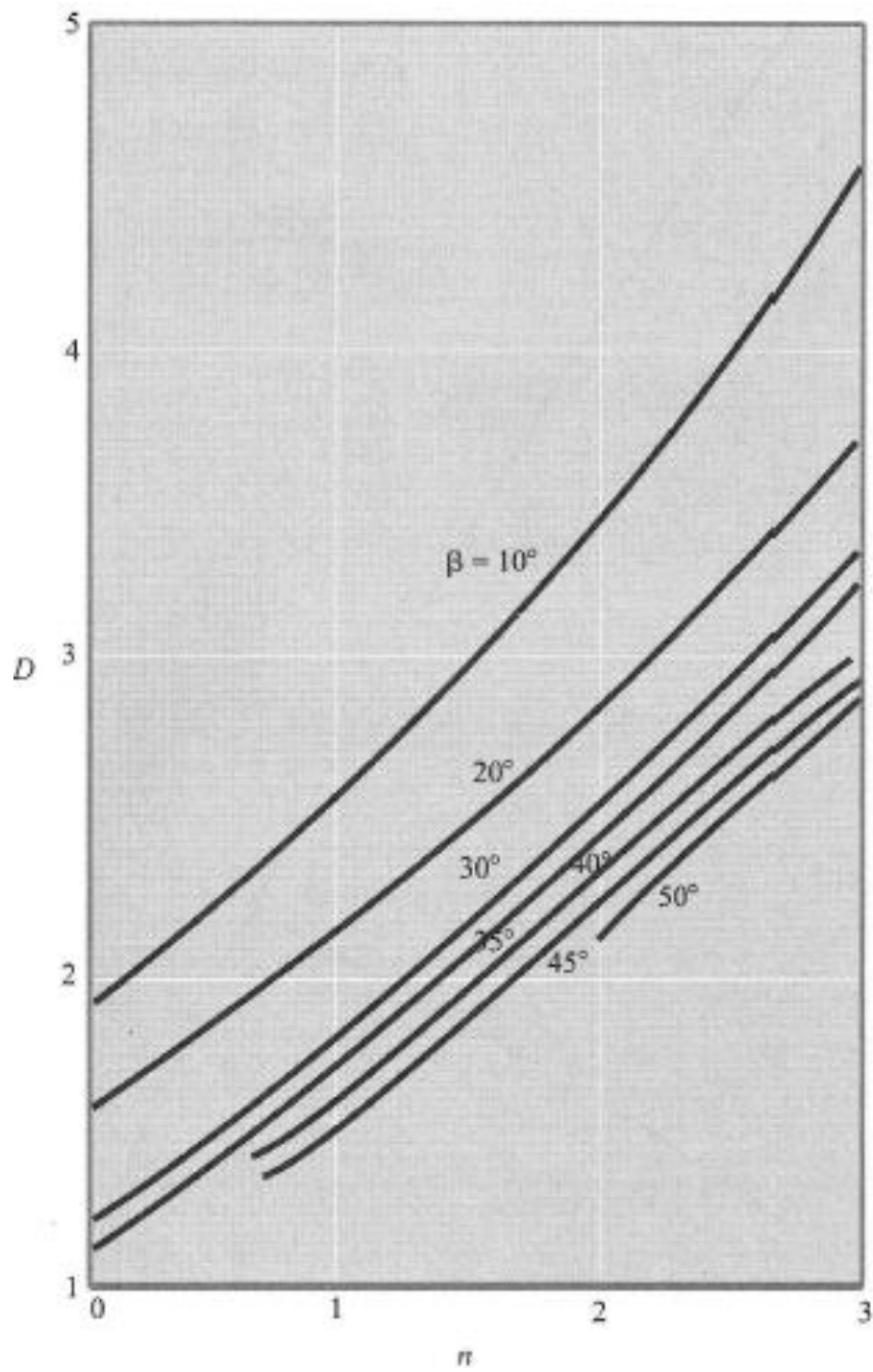


Gráfico 27. Localización del círculo de medio punto. (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das)

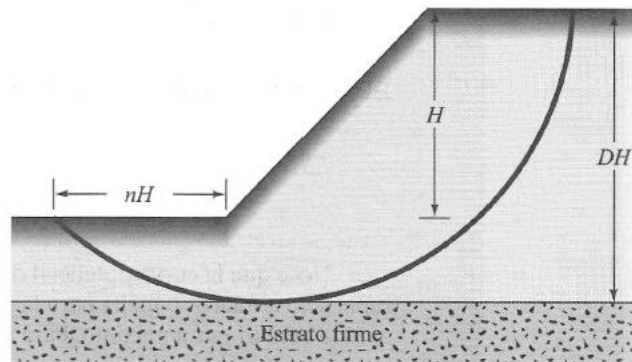


Gráfico 28. Parámetros de falla para un círculo de punto medio. (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das)

Taludes en suelo homogéneo con un ángulo de fricción mayor a cero:

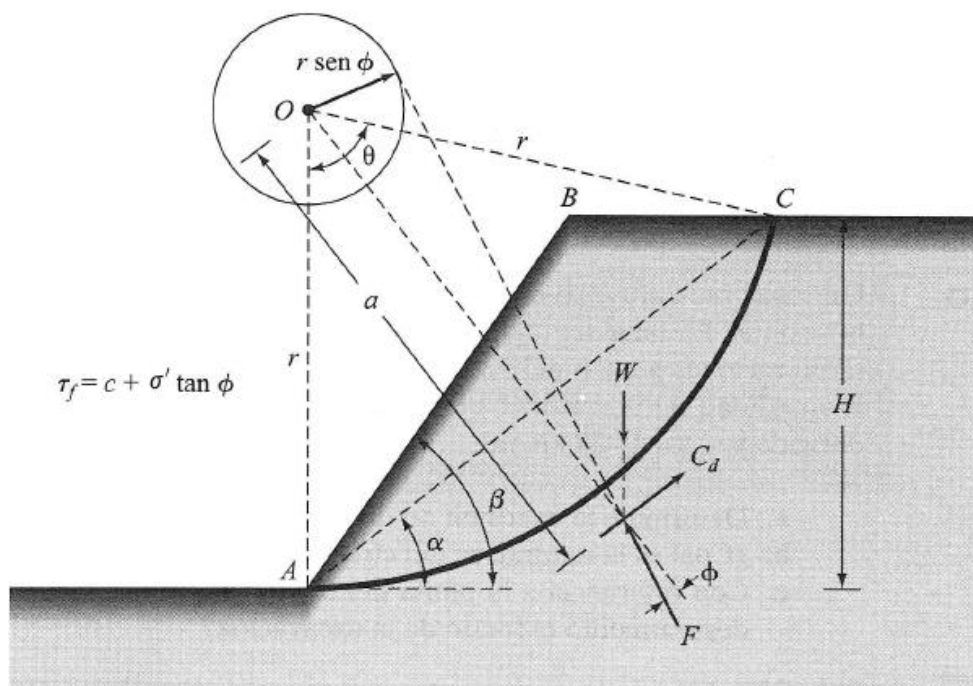


Gráfico 29. Esquema de un deslizamiento de pie para un suelo homogéneo con cohesión y fricción interna. (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das)

Para este tipo de casos (suelo homogéneo con cohesión y ángulo de fricción), numerosos estudios realizados nos indican que la falla siempre se realizará como una “falla de talud”, por lo que siempre se representará con un “círculo de pie”, por lo que se descarta una falla por la base, esto solo será posible en suelos homogéneos cuando el ángulo de fricción es menor a 3° , así determinamos que si se produce un deslizamiento por la base el ángulo ϕ es cercano a cero.

La representación de todas las fueras involucradas en este fenómeno, están claramente representadas en el gráfico 29, de igual manera todo parte de la resistencia aproximada al corte de los suelos definido por:

$$s = c + p * \tan \phi$$

Tomando la sección representada en el gráfico 29, podemos definir las fuerzas que intervienen en el equilibrio, como:

W.- el peso del suelo definido por la porción ABC, lo que nos da como resultado que

$$W = \text{área } ABC * \gamma$$

Cd.- La resultante de la cohesión desarrollada del suelo, esta cohesión se representará paralela a la cuerda AC y a una distancia “a” desde el centro del círculo de pie, por lo que se define como el producto entre la cohesión unitaria y la longitud de la cuerda:

$$Cd = cd * \overline{AC}$$

$$Cd * a = cd * \overline{AC} * r$$

$$a = \frac{\overline{AC}}{\overline{AC}} * r$$

F.- La resultante de las fuerzas normales y de fricción que se desarrollan a lo largo de la superficie de falla. Por equilibrio la fuerza “F” debe pasar por el punto de intersección de las líneas de acción de “W” y “Cd”, ahora bien, para definir “F” debemos tomar cierta consideración, para la cual nosotros usaremos el comportamiento crítico del talud, esto quiere decir usar un factor de seguridad de uno ($\phi d = \phi$ o $F_s=1$), en esta situación el comportamiento de la línea de acción de “F” es de tal manera que forma un ángulo ϕ con una normal al arco AC, y dicha línea de acción trazará una tangente a un círculo que mantiene el mismo centro que

el círculo de pie pero de radio menor ($r * \text{sen}\phi$), a este círculo lo bautizaremos como “círculo de fricción”.

Al conocer la dirección y el sentido de todas las fuerzas que intervienen en el equilibrio, y la magnitud de “W”, podemos trazar un polígono de fueras para encontrar rápidamente el valor de “Cd”, como lo muestra el gráfico 30, con la magnitud total ya disponible, mediante la ecuación:

$$cd = \frac{Cd}{AC}$$

Con el que definimos la cohesión unitaria desarrollada.

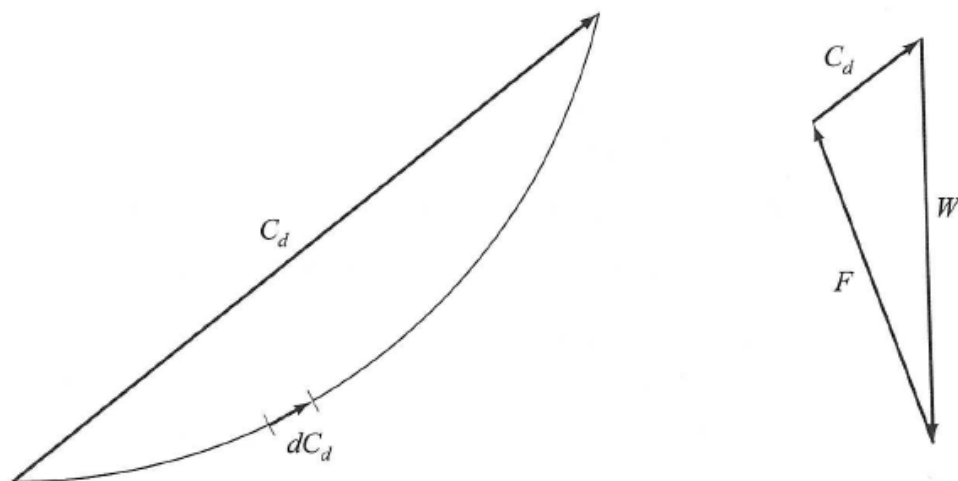


Gráfico 30. Polígono de fuerzas y representación de la cohesión. (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das)

Todo este proceso se realizó para un círculo de prueba, por lo que se debe hacer un tanteo para poder en contra el círculo crítico, que produzca una cohesión desarrollada máxima. Por lo que podemos concluir que para un ángulo ϕ cualquiera, en la condición crítica de $F_s=1$, la altura está definida por:

$$c = \gamma * H$$

La misma que mediante tablas la expresión estará en función de α ; β ; θ ; ϕ , por lo que la ecuación anterior estará modificada por el número de estabilidad al que lo definen todas las anteriores propiedades mencionadas.

$$c = \gamma * H * m$$

$$Hc = \frac{c}{\gamma * m}$$

A continuación en el gráfico 31, se presenta el ábaco que relaciona las propiedades del talud con el número de estabilidad, para encontrar la altura crítica que puede tener nuestro talud es necesario aclarar que para este análisis se asume que la presión de poros es nula algo que debemos tomar muy en cuenta al momento de usar estos ábacos y simplificaciones.

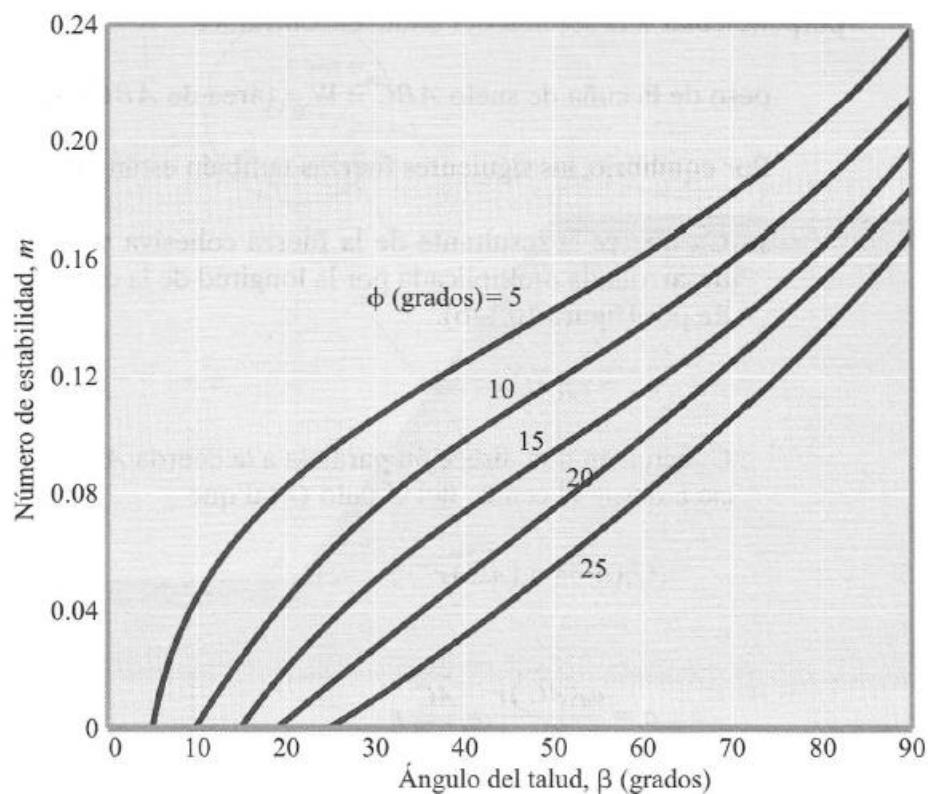


Gráfico 31. Numero de estabilidad de Taylor para suelos homogéneos con ángulo de fricción mayor a cero. (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das)

2.1.2.2 Método de las dovelas

Este método es mucho más versátil y útil hablando prácticamente, debido a que nos permite determinar la estabilidad que tiene un talud, sin importar la homogeneidad del suelo, además considera la presión de poros y los esfuerzos normales que se producen a lo largo de la superficie potencial de falla. El método básicamente

consiste en dividir el suelo que se encuentra sobre la línea de deslizamiento en varias dovelas verticales paralelas calculamos el equilibrio de cada una de ellas.

Tomando como representación el gráfico 32, donde ya están como se representa el suelo sobre el círculo de prueba (así es, también debemos tantear de entre varios círculos para encontrar el crítico) mediante las dovelas, las que no necesariamente deben ser de igual ancho, para este caso supondremos un presión de poros igual a cero y que se trate de un suelo homogéneo, para comprender con mayor facilidad la lógica del método.

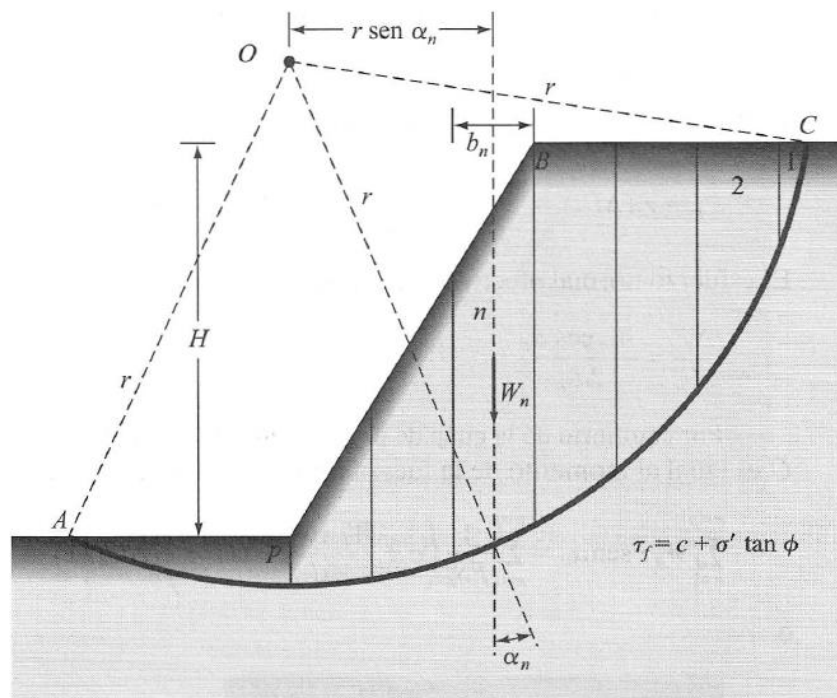


Gráfico 32. Trazo de dovelas sobre la superficie de falla potencial. . (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das)

Como el método consiste en analizar cada una de estas dovelas, tomamos cualquiera de ellas y trazamos un diagrama de cuerpo libre que nos muestre todas las fuerzas a las que está sometida cada una de ellas.

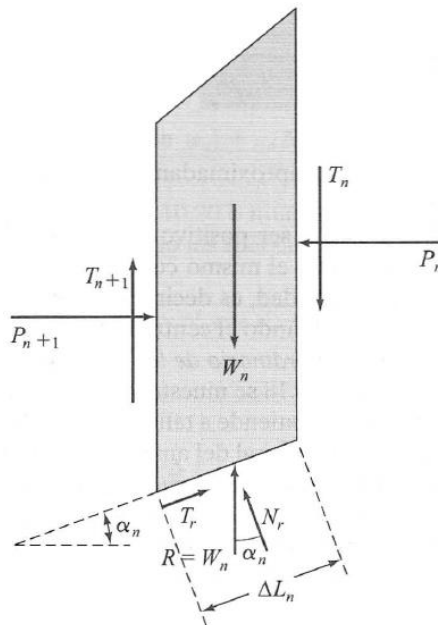


Gráfico 33. Fuerzas que mantienen en equilibrio a cada una de las dovelas. . (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das)

Para comprender lo que está ocurriendo en la dovela, definiremos a cada una de estas componentes que nos proporciona el gráfico 33. En la dovela “n” encontramos:

W_n .- Peso de la dovela en análisis, y “R” no es más que la reacción que se produce por la existencia de “ W_n ”,

N_r .- Componente normal al plano de deslizamiento de la reacción “R”.

T_r .- Componente paralela al plano de deslizamiento de la reacción “R”.

P_n y P_{n+1} .- Son las fuerzas normales a las que están sujetas las caras laterales de la dovela.

T_n y T_{n+1} .- Fuerzas cortantes que se dan entre dovelas.

Estos dos últimos pares de fuerzas en la realidad se hacen complicados de determinar de forma analítica, por lo que realizamos una simplificación al asumir que los valores de “ P_n y T_n ” son iguales en magnitud a “ P_{n+1} y T_{n+1} ” respectivamente, así como que sus líneas de acción son coincidentes también, esta suposición no provoca un error apreciable en el cálculo, pero si nos facilita

enormemente el análisis del comportamiento del talud, así podemos definir por equilibrio las demás fuerzas:

$$\tau = c + \sigma' * \tan \phi$$

$$Nr = Wn * \cos \alpha_n$$

$$Tr = \tau * \Delta L_n = \frac{\tau * \Delta L_n}{Fs} = \frac{(c + \sigma' * \tan \phi) * \Delta L_n}{Fs}$$

Remplazando σ' por:

$$\frac{Nr}{\Delta L_n} = \frac{Wn * \cos \alpha_n}{\Delta L_n}$$

$$Tr = \frac{1}{Fs} * \left(c + \frac{(Wn * \cos \alpha_n * \tan \phi)}{\Delta L_n} \right) * \Delta L_n$$

Con énfasis en el gráfico 32 y 33, establecemos el equilibrio del talud, donde por estabilidad el equilibrio entre momentos producidos por las fuerzas actuantes debe ser igual al momento producido por las fuerzas resistentes.

$$\sum_{n=1}^{n=p} Wn * r * \sin \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} \frac{1}{Fs} * \left(c + \frac{(Wn * \cos \alpha_n * \tan \phi)}{\Delta L_n} \right) * \Delta L_n * r$$

De donde podemos precisar el factor de seguridad "Fs":

$$Fs = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} \left(c + \frac{(Wn * \cos \alpha_n * \tan \phi)}{\Delta L_n} \right) * \Delta L_n}{\sum_{n=1}^{n=p} Wn * \sin \alpha_n}$$

ΔL_n la podemos aproximar a " $bn / \cos \alpha_n$ " para lo que bn es el ancho de la dovela en estudio.

2.1.2.3 Método de las dovelas de Bishop

Como método ordinario de las dovelas se conoce al proceso mencionado anteriormente, pero Bishop en 1955 nos muestra un proceso más refinado del cálculo, en donde básicamente se sigue el mismo procedimiento haciendo pequeñas distinciones, como por ejemplo cuando el suelo está estratificado y

debemos utilizar un ángulo de fricción independiente para cada dovela, así como un valor de cohesión para cada una. Este método además ya toma en cuenta de cierta forma las fuerzas que se desenvuelven en los laterales de las dovelas.

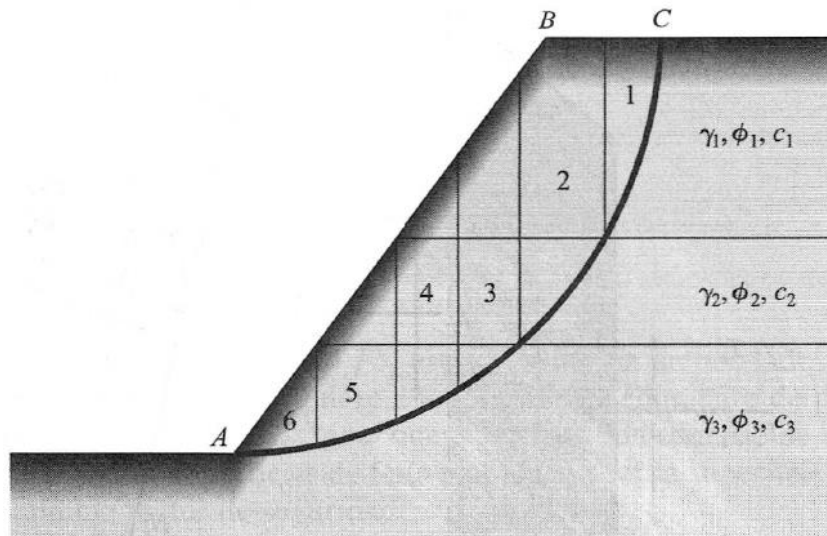


Gráfico 31. Dovelas trazadas en un talud estratificado. . (Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das)

Partiendo que las fuerzas de las dovelas no son iguales tenemos que la diferencia entre:

$$P_n - P_{n+1} = \Delta P$$

$$T_n - T_{n+1} = \Delta T$$

Pasamos a realizar la sumatoria de fuerzas verticales y definir el equilibrio:

$$W + \Delta T = N_r \cdot \cos \alpha + T_r \cdot \sin \alpha$$

$$T_r = \tau \cdot \Delta L_n = \frac{\tau \cdot \Delta L_n}{F_s} = \frac{(c + \sigma' \cdot \tan \phi) \cdot \Delta L_n}{F_s} = \frac{N_r \cdot \tan \phi}{F_s} + \frac{c \cdot \Delta L_n}{F_s}$$

$$W + \Delta T = N_r \cdot \cos \alpha + \left(\frac{N_r \cdot \tan \phi}{F_s} + \frac{c \cdot \Delta L_n}{F_s} \right) \cdot \sin \alpha$$

Con lo que ya podemos definir el valor de N_r :

$$N_r = \frac{W + \Delta T - \frac{c \cdot \Delta L_n \cdot \sin \alpha}{F_s}}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \cdot \tan \phi}{F_s}}$$

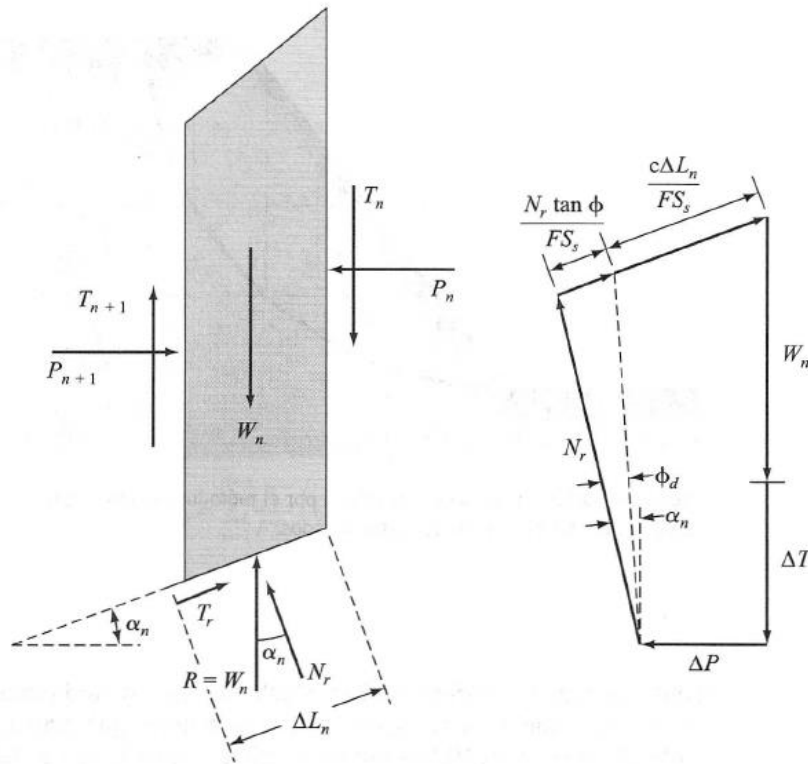


Gráfico 35. Diagrama de cuerpo libre de una dovela y su respectivo polígono de fuerzas, donde se observa el equilibrio. (Das, 2001)

El método se basa en el equilibrio de momento por lo que se debe cumplir la siguiente ecuación:

$$\sum W * r * \text{sen } \alpha = \sum Tr * r$$

Como ya tenemos definido N_r , sustituimos en la expresión de Tr :

$$W * \text{sen } \alpha = \frac{1}{FS} \left(c * \Delta L_n + \frac{W + \Delta T - \frac{c * \Delta L_n * \text{sen } \alpha}{FS}}{\cos \alpha + \frac{\text{sen } \alpha * \tan \phi}{FS}} * \tan \phi \right)$$

Utilizamos el siguiente artificio para reducir fácilmente la expresión:

$$m = \cos \alpha + \frac{\text{sen } \alpha * \tan \phi}{FS}$$

$$W * \text{sen } \alpha = \frac{1}{FS} \left(c * \Delta L_n + \frac{W + \Delta T - \frac{c * \Delta L_n * \text{sen } \alpha}{FS}}{m} * \tan \phi \right)$$

Reduciendo algebraicamente la expresión obtenemos:

$$W * \text{sen } \alpha = \frac{1}{F_s} \left(\frac{c * \Delta L_n * m + W * \tan \phi + \Delta T * \tan \phi - \frac{c * \Delta L_n * \text{sen } \alpha * \tan \phi}{F_s}}{m} \right)$$

Factorizando ΔL_n :

$$\begin{aligned} W * \text{sen } \alpha &= \\ &= \frac{1}{F_s} \left(\frac{\Delta L_n (c * \cos \alpha + \frac{c * \text{sen } \alpha * \tan \phi}{F_s} - \frac{c * \text{sen } \alpha * \tan \phi}{F_s}) + W * \tan \phi + \Delta T * \tan \phi}{m} \right) \\ W * \text{sen } \alpha &= \frac{1}{F_s} \left(\frac{\Delta L_n * c * \cos \alpha + W * \tan \phi + \Delta T * \tan \phi}{m} \right) \end{aligned}$$

En el método ordinario de las dovelas se mencionó que ΔL_n la podemos aproximar a “ $bn/\cos \alpha_n$ ” para lo que bn es el ancho de la dovela en estudio.

Entonces:

$$W * \text{sen } \alpha = \frac{1}{F_s} \left(\frac{c * bn + W * \tan \phi + \Delta T * \tan \phi}{m} \right)$$

Nuestro factor de seguridad será entonces:

$$F_s = \frac{\frac{c * bn + W * \tan \phi + \Delta T * \tan \phi}{m}}{W * \text{sen } \alpha}$$

La expresión general quedaría de la siguiente forma:

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} \frac{c * bn + W_n * \tan \phi + \Delta T_n * \tan \phi}{m_n}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n * \text{sen } \alpha_n}$$

F_s , está en ambas partes de la ecuación, por lo que debemos realizar un proceso de tanteo para encontrar el valor mínimos del factor de seguridad para definir el círculo crítico que muestre la superficie de deslizamiento.

2.1.2.4 Método de las dovelas tomando en cuenta la presión de poros

En el método ordinario y en el simplificado de Bishop, consideramos como mula a la presión ejercida por el agua, esto no siempre se da en la naturaleza, debido a que el suelo es un material semipermeable la mayor parte de las ocasiones existirá infiltración en un talud, por lo que es de suma importancia

analizar cómo se modifican los métodos al incluir al agua en el análisis. (Das, 2001)

El análisis es exactamente el mismo, las formulas se verán un tanto alteradas, pero el proceso es idéntico al ya explicado, y algebraicamente se tiene que despejar las ecuaciones con un poco más de cuidado pero en realidad no hay ninguna diferencia. Aplicamos el concepto fundamental de la resistencia al corte de los suelos: (Das, 2001)

$$\tau = c + \sigma' * \tan \phi$$

σ' .- Presión efectiva del suelo

Como en los análisis anteriores no se tomó en cuenta que existía presión de poros, trabajábamos simplemente con el esfuerzo vertical que el suelo nos proporcionaba, ahora esta ecuación se modifica de manera que: (Das, 2001)

$$\tau = c + (\sigma - u) * \tan \phi$$

u .- Presión de poros

Realizando todo el proceso algebraico, encontramos que la ecuación resultante no difiere o es muy similar a la expuesta en el método simplificado de Bishop: (Das, 2001)

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} \frac{c * b_n + (W_n - U_n * b_n + \Delta T_n) * \tan \phi}{m_n}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n * \sin \alpha_n}$$

El análisis del plano de la superficie de falla en la estabilidad de taludes es un concepto medular que se debe manejar para poder hacer un correcto diseño de muros, debido a que las estructuras que vamos a diseñar a continuación se encargarán de evitar una potencial caída del talud, y el principio fundamental de cómo funcionan los anclajes, es simplemente que estos se aferren a la parte sólida del talud, es decir, sobrepasar la superficie de falla y ayudar a sostener a esta para que no suceda un deslizamiento de tierra. (Das, 2001)

2.2 Muros anclados

Cada vez es más común ver la aplicación de muro anclados en distintas obras civiles, especialmente en la zona urbana de nuestra ciudad en donde se ha vuelto cosa de todos los días las excavaciones profundas, por lo que es importante usar técnicas adecuadas para evitar la falla de los mismos y mantener la seguridad de la obra civil. (Díaz, 1998)

En general los muros anclados, como su nombre lo dice, están formados por un anclaje que soporta esfuerzos de tensión que los resiste mediante un acople a una superficie profunda, y un muro o pantalla que distribuya esta tensión para soportar al suelo, este sistema de sostenimiento puede ser activo o pasivo, esto significa que tiene o no un esfuerzo infundido. Activo quiere decir que se produce un pre-tensado en el anclaje derivando en un empuje del muro contra el suelo. De esta manera introducimos una fuerza estabilizadora al análisis de estabilidad de taludes, además según estudios de Morgenstern al aumentar la presión al suelo también incrementamos la fricción en él, lo que deriva en mejorar la resistencia al corte. Por otra parte el tipo de anclaje pasivo o los que no son pretensados, funcionan mediante la fricción que pueden desarrollar a lo largo del anclaje por lo que el muro no presiona al suelo (claveteado). (Díaz, 1998)

Nos enfocaremos en el estudio de los muros anclados activos, puesto que se ha visto excelentes resultados al momento de usarlos en la estabilización de taludes. (Díaz, 1998)

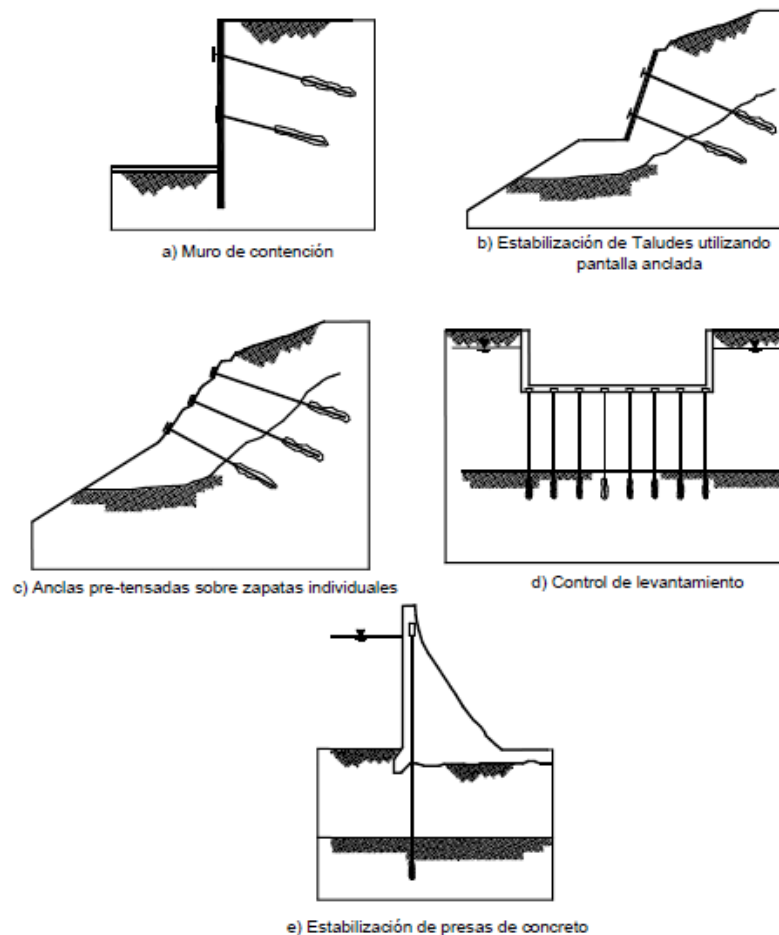


Gráfico 36. Estructuras ancladas. (Díaz, 1998)

2.2.1 Tipos de muros anclados

Básicamente tenemos tres tipos de muros anclados, dependiendo de las características geométricas o material a utilizar: (Díaz, 1998)

Muros de gravedad.- A los tradicionales muros de sostenimiento por gravedad (sostienen debido a su gran peso) también podemos añadirle anclajes a diferentes niveles para ayudar a su estabilización o reducir en algo sus grandes dimensiones. (Díaz, 1998)

Pantallas.- Consisten en muros planos de hormigón armado, generalmente paredes delgadas que el anclaje sostiene para retener el suelo, a este tipo de muro se lo puede construir de dos maneras: (Díaz, 1998)

- Pantallas armadas coladas en sitio
- Pantallas armadas utilizando hormigón lanzado. (Díaz, 1998)

Tablestaca.- Utilizadas como estructuras provisionales o para garantizar estabilidad en una excavación mientras se realizan trabajos, usualmente son metálicas o de madera, el anclaje lo llevan en la parte superior y la parte inferior se inca en el suelo. (Díaz, 1998)

Con observamos en la clasificación, los muros “pantalla” son los que comúnmente nos encontramos en la ingeniería tradicional y de enorme utilización hoy en día, por lo que nos concentraremos en el diseño y caracterización de estos. (Díaz, 1998)

Se hicieron dos diferencias en los muros anclados tipo pantalla y esto debido principalmente al método constructivo, pero debemos aclarar también que existen importantes diferencias en el comportamiento y detallamiento de cada uno de estos muros, así mismo las especificaciones hacen sus acepciones y diferencias al respecto. Sin embargo existe una gran ventaja de uno sobre el otro, por lo que han hecho de uno de ellos el más utilizado. (Díaz, 1998)

Sin duda, el muro de hormigón proyectado “si se siguen los procesos correctos de construcción”, mantiene una amplia ventaja contra su rival el tradicional colado en sitio. Esto se debe principalmente a la facilidad de proyectar el “hormigón lanzado” a casi cualquier superficie el cual se adhiere sin problema a la mayoría de suelos así como también la rapidez con la que es colocado y su rápido fraguado, lo que le da una alta resistencia inicial. (Díaz, 1998)

Por otro lado las pantallas de hormigón armado “tradicional” tienen una enorme dificultad ya que estas necesitan de un encofrado para el colado de hormigón y en muchos de los casos se vuelve una tarea imposible acoplar un encofrado en un talud irregular y el proceso de colado necesita de un vibrado y mayor

cuidado que un muro de hormigón lanzado, en esta tesis se enfoca en el análisis de este tipo de muros y en la aplicación del hormigón fundido en sitio. (Díaz, 1998)

2.2.2 Anclas o anclaje

El otro elemento que conforma el sistema de muros anclados son las denominadas anclas, mismas que son las responsables de adherirse al suelo y provocar una fuerza estabilizadora al suelo, terminando en una superficie plana “muro o zapata” que soporta el talud. Los anclajes deben cumplir con algunos requisitos básicos para que funcione correctamente y así generen un factor de seguridad que mantenga al talud en su lugar. (Díaz, 1998)

1. El anclaje debe estar adherido a un suelo “competente”.
2. La longitud del ancla debe superar las zonas reales o potenciales de falla.
3. Las fuerzas de pretensado ejercerán fuerzas normales a las potenciales superficies de falla.

El funcionamiento o recorrido de esfuerzos se dan de la siguiente manera, la pantalla que se encuentra en la superficie transmite el esfuerzo al tendón y este a su vez provoca esfuerzos en el bulbo que se encarga de enviar los esfuerzos al suelo. Para seguir esta lógica es importante que se cumplan las anteriores exigencias. (Díaz, 1998)

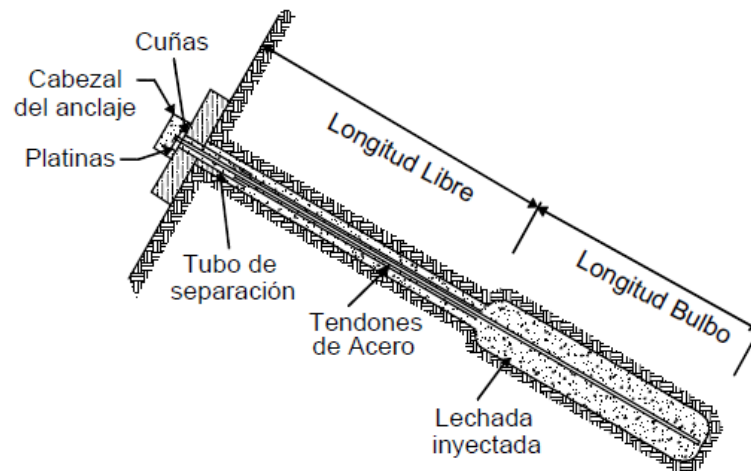


Gráfico 37. Anclaje (Díaz, 1998)

El anclaje cuenta con tres secciones, que cumplen con el funcionamiento de soportar los esfuerzos de tensión que se generan y de repartirlos adecuadamente en el estrato firme. (Díaz, 1998)

1. Cabezal o sección superficial
2. Tendón o longitud libre
3. Bulbo o longitud de lechada inyectada (Díaz, 1998)

2.2.2.1 Sección superficial (cabezal)

Es la única que está expuesta al medio ambiente y se conforma principalmente por: (Díaz, 1998)

- Cuñas y platinas o tuerca y rodela.- Se encargan de soportar el pretensado que se genera en el anclaje y así ajustar la pantalla al anclaje.
- Tapón de protección.- Existen de dos tipos, sea en acero o plástico para proteger los elementos expuestos del tendón a la corrosión.
- Cabezal.- Generalmente de acero y en nuestro país el acero que se utiliza en todas las obras es el A36, esta placa se encarga de generar una distribución adecuada de la presión que ejerce el anclaje a la pantalla y evitar el efecto de punzonamiento que terminaría perforando el muro, lo que esta placa hace es aumentar el área de contacto y así disminuir el esfuerzo en el muro. (Díaz, 1998)

2.2.2.2 Tendón o tensor

El tendón es el cable o varilla que conecta al bulbo de lechada con la cabeza del anclaje por lo tanto es la conexión entre el suelo y la estructura. (Díaz, 1998)

Cables.- Solo se permitirá para el uso de anclajes, los cables que cumplan con los requisitos exigidos por la “Association for Testing Materials” (ASTM) específicamente la ASTM-A416 para torón (cable) de acero de siete (un central y seis que giran a su alrededor) alambres sin recubrimiento para concreto preesforzado. Como información general los torones se los diferencia por su

capacidad de relajación, teniendo los torones de baja relajación o “estándar” y los denominados de relajación normal o “aliviado de esfuerzos” todas las características estarán encaminadas al torón de tipo estándar. (Díaz, 1998)

Para un torón de tipo estándar contamos con dos grados: (Díaz, 1998)

- Grado 1725 que corresponde a la resistencia última mínima para un área nominal de torón en mega pascales (1725 MPa o 250 ksi)
- Grado 1860 que de igual forma nos indica una resistencia última mínima de 1860 MPa o 270 ksi. (Díaz, 1998)

Para el uso de anclajes se ha popularizado en el mundo emplear torones de grado 1860 y de un diámetro de 15.2 mm. (Díaz, 1998)

Las especificaciones (resistencia a la rotura, límite a la fluencia y relación entre alambre central y alambres externos) para un torón que se permita en el uso de la ingeniería vienen dados por las siguientes tablas. En caso de no cumplir con estas características no se deberá utilizar el torón en la conformación de anclajes. (Díaz, 1998)

TABLA 1 Requisitos de Resistencia a la Rotura								
Designación de Torón N°	Diámetro de Torón, mm [in.]		Resistencia a la Rotura Mínima del Torón, kN [lbf]		Area de Acero del Torón, mm ² [in. ²]	Peso del Torón kg/1000 m [lb/1000 ft]		
Grado 1725 [250]								
6	6.4	[0.250]	40.0	[9 000]	23.2	[0.036]	182	[122]
8	7.9	[0.313]	64.5	[14 500]	37.4	[0.058]	294	[197]
9	9.5	[0.375]	89.0	[20 000]	51.6	[0.080]	405	[272]
11	11.1	[0.438]	120.1	[27 000]	69.7	[0.108]	548	[367]
13	12.7	[0.500]	160.1	[36 000]	92.9	[0.144]	730	[490]
15	15.2	[0.600]	240.2	[54 000]	139.4	[0.216]	1094	[737]
Grado 1860 [270]								
9	9.53	[0.375]	102.3	[23 000]	54.8	[0.085]	432	[290]
11	11.11	[0.438]	137.9	[31 000]	74.2	[0.115]	582	[390]
13	12.70	[0.500]	183.7	[41 300]	98.7	[0.153]	775	[520]
13a	13.20	[0.520]	200.2	[45 000]	107.7	[0.167]	844	[568]
14	14.29	[0.563]	230.0	[51 700]	123.9	[0.192]	970	[651]
15	15.24	[0.600]	260.7	[58 600]	140.0	[0.217]	1102	[740]
18	17.78	[0.700]	353.2	[79 400]	189.7	[0.294]	1487	[1000]

Gráfico 38. Requisitos de resistencia a la rotura.
Fuente: (Norma ASTM-A416)

TABLA 2 Requisitos de Límite de Fluencia				
Designación de Torón N°	Diámetro Nominal de Torón, mm [in.]	Carga inicial, kN [lbf]	Mínima Carga a Extensión de 1 %, kN [lbf]	
			Baja Relajación	Relajación Normal
Grado 1725 [250]				
6	6.4 [0.250]	4.0 [900]	36.0 [8 100]	34.0 [7 650]
8	7.9 [0.313]	6.5 [1 450]	58.1 [13 050]	54.7 [12 300]
9	9.5 [0.375]	8.9 [2 000]	80.1 [18 000]	75.6 [17 000]
11	11.1 [0.438]	12.0 [2 700]	108.1 [24 300]	102.3 [23 000]
13	12.7 [0.500]	16.0 [3 600]	144.1 [32 400]	136.2 [30 600]
15	15.2 [0.600]	24.0 [5 400]	216.2 [48 600]	204.2 [45 900]
Grado 1860 [270]				
9	9.53 [0.375]	10.2 [2 300]	92.1 [20 700]	87.0 [19 550]
11	11.11 [0.438]	13.8 [3 100]	124.1 [27 900]	117.2 [26 350]
13	12.70 [0.500]	18.4 [4 130]	165.3 [37 170]	156.1 [35 100]
13a	13.20 [0.520]	20.0 [4 500]	180.1 [40 500]	170.1 [38 250]
14	14.29 [0.563]	23.0 [5 170]	207.0 [46 530]	195.5 [43 950]
15	15.24 [0.600]	26.1 [5 860]	234.6 [52 740]	221.5 [49 800]
18	17.78 [0.700]	35.3 [7 940]	318.0 [71 500]	300.2 [67 500]

Gráfico 39 Requisitos de límite de influencia.
Fuente: (Norma ASTM-A416)

Designación de Torón N°	Diámetro Nominal de los Torones, mm [in.]	Mínima Diferencia Entre el Diámetro del Alambre Central y el Diámetro de Cualquier Alambre Externo, mm [in.]	
Grado 1725 [250]			
6	6.4 [0.250]	0.025	[0.001]
8	7.9 [0.313]	0.038	[0.0015]
9	9.5 [0.375]	0.051	[0.002]
11	11.1 [0.438]	0.064	[0.0025]
13	12.7 [0.500]	0.076	[0.003]
15	15.2 [0.600]	0.102	[0.004]
Grado 1860 [270]			
9	9.53 [0.375]	0.0508	[0.002]
11	11.11 [0.438]	0.0635	[0.0025]
13	12.70 [0.500]	0.0762	[0.003]
13a	13.20 [0.520]	0.0762	[0.003]
14	14.29 [0.563]	0.0889	[0.0035]
15	15.24 [0.600]	0.1016	[0.004]
18	17.78 [0.700]	0.1143	[0.0045]

Gráfico 40. Relación de diámetro entre cable central y extremos.
Fuente: (Norma ASTM-A416)

Varillas de alta resistencia.- Para que los anclajes se comporten de manera segura, las varillas que debemos utilizar tienen que cumplir la especificación de la “Association for Testing Materials” (ASTM) específicamente la ASTM-A722 para varillas sin recubrimiento para hormigón preesforzado. En esta especificación encontramos dos tipos: Tipo 1 que se refiere a varillas lisas y el Tipo 2 refiriéndose a las características de las varillas corrugadas. Estas varillas deben cumplir con una resistencia mínima a la rotura de 1035 MPa (150000 psi), nos enfocaremos a las varillas corrugadas que son las que encontramos en nuestro medio. (Díaz, 1998)

La principal “desventaja” que podemos encontrar en el uso de varillas, es la longitud en los que son fabricadas, por lo que se recurre al uso de soldaduras o uniones que generalmente son complicadas de realizarlos de manera correcta al momento del

montaje y se pueden llegar a presentar farras principalmente en estos sectores. (Díaz, 1998)

Las especificaciones (resistencia a la rotura, límite a la fluencia, peso unitario) para varillas corrugadas que se permita en el uso de anclajes vienen dados por las siguientes tablas. En caso de no cumplir con estas características no se deberá utilizar la varilla en la construcción de anclajes. (Díaz, 1998)

Nominal Diameter ^A		Nominal Mass (Weight)		Nominal Area ^B	
mm	in.	kg/m	lb/ft	mm ²	in. ²
15	5/8	1.46	0.98	181	0.28
20	3/4	2.22	1.49	271	0.42
26	1	4.48	3.01	548	0.85
32	1 1/4	6.54	4.39	806	1.25
36	1 3/8	8.28	5.56	1019	1.58
46	1 3/4	13.54	9.10	1664	2.58
65	2 1/2	27.10	18.20	3331	5.16

^ANominal diameters are for identification only. Values have been converted from metric to inch-pound units.

^BThe nominal area is determined from the bar weight less 3.5 % for the ineffective weight of the deformations.

Grafico 41. Diámetros de varillas corrugadas utilizadas en anclajes.
Fuente: (ASTM-A722)

El límite elástico mínimo deberá ser del 80% de la resistencia mínima a la rotura por tracción (1035 MPa) para las varillas del tipo 2. (Díaz, 1998)

Es importante que la varilla debe comportarse de la manera que se espera, por lo que se nos entregan tablas donde se calcula la deformación y como esta se debe presentar a lo largo de toda la barra. (Díaz, 1998)

Nominal Diameter		Deformation Dimensions					
		Maximum Average Spacing		Minimum Average Height		Minimum Projected Area ^A	
mm	in.	mm	in.	mm	in.	mm ² /mm	in. ² /in.
15	5/8	11.1	0.44	0.7	0.03	2.4	0.09
20	3/4	13.3	0.52	1.0	0.04	3.4	0.13
26	1	17.8	0.70	1.3	0.05	4.4	0.17
32	1 1/4	22.5	0.89	1.6	0.06	5.4	0.21
36	1 3/8	25.1	0.99	1.8	0.07	6.1	0.24
46	1 3/4	30.1	1.19	2.2	0.09	7.3	0.29
65	2 1/2	44.5	1.75	2.9	0.11	9.7	0.38

^ACalculated from equation, min projected area = $0.75\pi d h/s$

where:

d = nominal diameter,

h = minimum average height, and

s = maximum average spacing.

Gráfico 42. Deformaciones promedio que se deben presentar en las varillas corrugadas

Fuente: (ASTM-A722)

Para el cálculo de las áreas de acero de tendón el esfuerzo no deberá pasar el 60 por ciento de la resistencia especificada a la tracción del acero, con lo que se define en la siguiente ecuación:

$$As = \frac{T}{0.6f'y}$$

Donde:

As = Área de acero.

T = Carga de diseño del anclaje

$f'y$ = Límite de fluencia del acero. (Administration),2011

2.2.2.3 Bulbo de hormigón

El bulbo de anclaje es el encargado de transmitir la tensión influida al tendón hacia el suelo, el mismo que mantendrá en su sitio a la estructura. Bulbo de anclaje lo llamaremos propiamente a la longitud que el tendón está embebida en el hormigón, generalmente esta distancia longitudinal se encuentra entre los tres metros, pero esto dependerá de la calidad del suelo (capacidad al corte), los esfuerzos que soportarán la estructura y la adherencia que exista entre el bulbo y el sistema que lo rodea. (Díaz, 1998)

Los esfuerzos a los que es sometido el bulbo no se manifiestan constantes a lo largo del mismo, si no que más bien los mayores esfuerzos se presentan en el comienzo del bulbo y se van reduciendo a lo largo de este. Por motivos de simplificación en el diseño y facilidad constructiva asumimos como si los esfuerzos de dieran de manera uniforme, esta suposición se maneja de manera conservadora manteniendo como si el máximo esfuerzo se diera en todo el bulbo. (Díaz, 1998)

Prácticamente se puede utilizar anclajes es decir usar bulbos en la mayor parte de suelos, especialmente en rocas y demás suelos granulares donde se ha encontrado el mejor comportamiento de este tipo de estructuras. Así mismo se ha utilizado anclajes en suelos cohesivos, pero en donde debemos esperar resultados no muy adecuados que sin duda con un estudio detallado de los suelos se podría evitar cualquier anomalía en la estructura. Lo que si siempre se debe evitar es emplear anclajes en suelos orgánicos, por lo que en estos casos es preferible prolongar el anclaje hasta llega a un suelo con mejores características que nos asegure la estabilidad de la estructura. (Díaz, 1998)

Para la conformación de un bulbo de anclaje encontramos una clasificación dada por "Littlejohn (1990)", referida al tipo de presión del colado del hormigón para crear el bulbo, teniendo así los diferentes tipos:

- Tipo A.- Se cola el hormigón por gravedad, la resistencia dependerá netamente de la adherencia del hormigón con la roca, utilizado en roca sana o suelos cohesivos duros.
- Tipo B.- El hormigón es inyectado a presión (presiones menores a 145 psi), en donde el hormigón va penetrando en las fisuras de la roca, aumentando el diámetro del bulbo. Se utiliza en rocas fracturadas o suelos granulares gruesos.
- Tipo C.- Como el anterior procedimiento se inyecta a presión (superiores a 290 psi), en donde el hormigón debido a la gran presión hidráulica penetra en el suelo incrementando considerablemente el grosor de bulbo, esta técnica es utilizada en suelos granulares.
- Tipo D.- La perforación para el bulbo se lo hace en una especie de campanas secuenciales, en donde el hormigón es colado por gravedad. (Díaz, 1998)

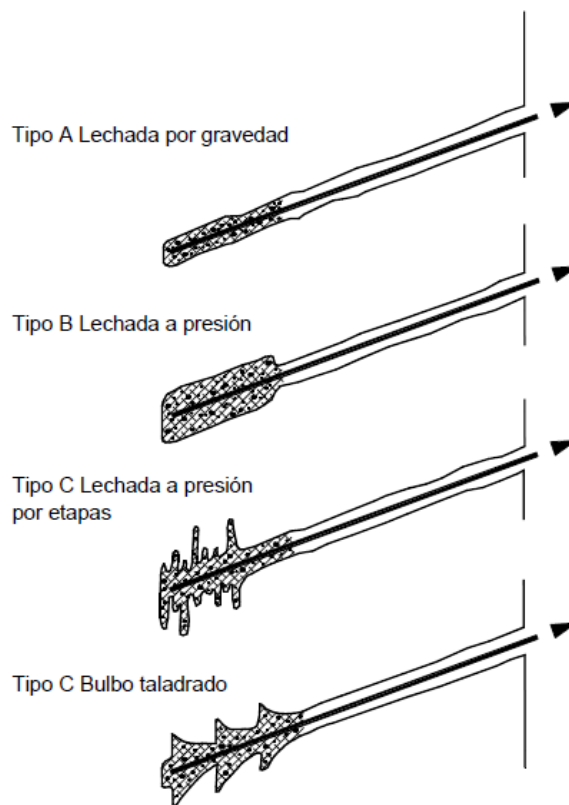


Gráfico 43. Clasificación de anclajes de acuerdo a la presión de inyección
Fuente: Littlejohn

Anteriormente mencionamos que la resistencia entre el bulbo y el suelo, dependía de algunos factores, en especial del suelo. Para lo cual se utiliza valores tabulados que se han ido dando a lo largo de la experiencia y comprobación en campo, llegando en casos a ser muy arriesgados de utilizar por lo que es importante el criterio del profesional para poder manejar estos valores. Sin embargo la resistencia (corte) a la que está sujeto el bulbo se la puede determinar mediante una sencilla expresión presentada por Littlejohn y Bruce en 1975 derivada de la resistencia de materiales y esfuerzos: (Díaz, 1998)

$$\tau = \frac{T}{\pi * D * L}$$

En donde tenemos:

T = Fuerza de tensión

D = Diámetro de la perforación

L = Longitud cementada

Una recomendación importante es el uso de separadores entre los tendones para que se produzca una adherencia adecuada, así mismo emplear centralizadores para que el tendón se ubique correctamente y tenga el recubrimiento especificado. (Díaz, 1998)

En el siguiente gráfico mostramos como los diferentes factores llegan a influir en la resistencia entre el bulbo y el suelo. (Díaz, 1998)

(Deslizamientos: Técnicas de remediación, Jaime Suarez, Cap-4, Estructuras ancladas pretensadas); (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration) (Díaz, 1998)

Factor	Tipo de Suelo	
	Suelo Granular	Suelo Cohesivo
Propiedades del suelo	Ángulo de fricción, tamaño y distribución de los granos.	Adhesión, índice plástico.
Método de perforación	El uso de tubería de revestimiento aumenta los esfuerzos normales y de fricción.	El uso de lodos en la perforación disminuye la capacidad.
Longitud del bulbo	La resistencia aumenta al aumentar la longitud del bulbo hasta los 6 metros, con incrementos moderados hasta los 12 metros y muy poco incremento después de los 12 m.	Incrementos continuos en suelos con resistencia no drenada menor de 96 kPa.
Diámetro del bulbo	Aumenta la resistencia al aumentar el diámetro hasta 10 centímetros y muy poco a partir de ese diámetro.	Aumenta la resistencia hasta un diámetro de 30 centímetros.
Presión de inyección	La capacidad del ancla aumenta al aumentar la presión de inyección.	La capacidad del ancla aumenta solamente con inyección por etapas. Presiones iniciales muy altas deben evitarse.

Gráfico 44. Factores que influyen en la resistencia entre suelo y bulbo de hormigón. (Díaz, 1998)

Se mencionó anteriormente que el bulbo es una de las partes fundamentales de la estructura ya que es el nexo entre la estructura y el suelo, sin embargo la adherencia que “existe” entre ambas partes se lo ha venido estimando mediante proyectos similares y puliendo a través de la experiencia, lo que nos causa una gran incertidumbre al momento de realizar nuestro diseño, se nos muestran algunos gráfico con las diferentes resistencias que se ha podido determinar (en campo, sin ninguna teoría aparente) entre diferentes suelos y el bulbo de hormigón.

Así es normal el uso de considerables factores de seguridad (mayores a 2) para precautelar el diseño, claro que una práctica muy común para despejar dudas son las llamadas “pruebas de carga”, el cual prácticamente se convierte en el ensayo real que ampara nuestro diseño y las diferentes referencias aproximadas que utilicemos para realizarlo.

Tipo de Material	Resistencia Última al Cortante entre el Bulbo y el Material en la Interface Perimetral del Bulbo para Inyecciones por Gravedad. kPa	Resistencia Última al Cortante entre el Bulbo y el Material en la Interface Perimetral del Bulbo para Inyecciones a Presión. kPa
Granito y basalto		1700 a 3100
Caliza dolomítica		1400 a 2100
Caliza blanda		1000 a 1400
Pizarras y lutitas duras		800 a 1400
Lutitas blandas		200 a 800
Areniscas		800 a 1700
Areniscas meteorizadas		700 a 800
Creta		200 a 1100
Marga meteorizada		150 a 250
Concreto		1400 a 2800
Arcilla limosa blanda		30 a 70
Arcilla limosa		30 a 70
Arcilla dura de plasticidad media a alta	30 a 70	30 a 100
Arcilla muy dura de plasticidad media a alta		70 a 170
Arcilla muy dura, limosa de plasticidad media		270 a 370
Arena de grano medio a fino, densidad media a alta		80 a 370
Arena de grano grueso con grava, densidad media		100 a 600
Arena de grano grueso con grava, densidad densa a muy densa	70 a 140	250 a 900
Arenas limosas		170 a 400
Detritos glaciales densos		300 a 500
Grava arenosa densidad media		200 a 1300
Grava arenosa densa a muy densa		270 a 1300

Gráfico 45. Resistencia última al esfuerzo cortante entre el suelo y el bulbo de hormigón. (Díaz, 1998)

Estos valores deben ser corroborados por las pruebas de carga, y según los resultados que nos muestre se deberá actualizar el diseño, por otro lado Sabatini nos presenta mediante una correlación con el ensayo del SPT valores de transferencia de carga entre el bulbo y el material circundante, es importante que esta es una estimación que nos ayuda en las dimensiones del diseño, más no nos libra de realizar las pruebas de carga.

Tipo de Suelo	Densidad Relativa (SPT)	Transferencia Estimada en kN/m
Arena y grava	Suelta	145
	Media densa	220
	Densa	290
Arena	Suelta	100
	Media densa	145
	Densa	190
Arena y limos	Suelta	70
	Media densa	100
	Densa	130
Mezcla de arena y arcilla de baja plasticidad	Dura	30
	Muy Dura	60
Suelta	SPT = 4 a 15	
Media densa	SPT = 15 a 30	
Densa	SPT = mas de 30	

Gráfico 46. Estimación de transferencia de esfuerzos entre suelo y bulbo según resultados del ensayo SPT (Díaz, 1998)

Cabeza, tendones y bulbo de hormigón forman el anclaje que transmitirá los esfuerzos que el suelo provoca al muro hacia el lugar que asegure la estabilidad de la estructura. El muro es el encargado de absorber y distribuir la tensión que producen los anclajes.

2.2.3 Muro o pantalla

Cuando hablamos de muros anclados debemos diferenciar especialmente entre dos tipos de pantalla (muro), que se han convertido de uso común en el Ecuador. Tenemos Muros de hormigón armado y muros de hormigón proyectado, aunque tengan muchas similitudes las diferencias conceptuales y de uso son las que caracterizan al uno del otro. (Valdez, 2011)

Si bien ambos muros son utilizados para la estabilización de taludes, y se los podría utilizar para solucionar un mismo problema (dependiendo de las circunstancias) y ambos usan “anclajes”, lo que define a cada uno de ellos es el comportamiento que tienen frente a las solicitaciones que provocan y le provoca el suelo. (Valdez, 2011)

Los muros de hormigón proyectado llamados también “muros claveteados”, son considerados estructuras pasivas, debido a que solo trabajan al momento que se produzca movimiento o deformación en la masa de suelo que lo contienen. Sus anclajes no son ni pre-tensados ni post-tensados, sino más bien entran como un clavo (de ahí en nombre de claveteado) sin longitud libre y trabajan a fricción. El objetivo principal del muro es entonces juntar a todos los anclajes para que trabajen como unidad esta es la razón que sean tan delgados y solo se encuentren conformados por malla electro-soldada y hormigón proyectado. A este tipo de estructuras se lo observa de manera más concurrencia en estabilidad de taludes de carreteras, debido a que por la misma topografía se facilita su aplicación y nos proporciona un adecuado funcionamiento para contener los deslizamientos posibles. (Valdez, 2011)



Gráfico 47. Estabilización de talud mediante el uso de anclajes pasivos y hormigón proyectado.

Fuente: Pedro Valdez

Un muro de hormigón armado como sabemos consta de un refuerzo de acero y de dimensiones considerables de espesor debido a los esfuerzos al que es sometido consta de un detallamiento especial, este muro reforzado es un muro

activo, donde después de haber sido desencofrado y llegar a la resistencia necesaria los anclajes establecidos previamente son tensionados por medio de un gato hidráulico y lo que hace este esfuerzo inducido hace es empujar el muro contra la masa de tierra produciendo esfuerzos activos. (Valdez, 2011)

Lógicamente al ser un muro más robusto los anclajes se encuentran más espaciados que los del otro tipo de muro, además este es construido por secciones y prácticamente podemos decir que trabajan de manera individual cada panel, por el contrario en el muro claveteado se busca que exista una interacción entre los anclajes por medio del muro. (Valdez, 2011)



Gráfico 48. Estabilización de talud mediante el uso de anclajes activos y muro de hormigón armado.
Fuente: Pedro Valdez

El muro se debe diseñar para soportar los esfuerzos activos que le provoca el suelo, así como también las considerables fuerzas que el anclaje le trasmite por lo que el armado en la zona de cabeza del anclaje es superior al del resto del muro, para provocar una correcta distribución del esfuerzo y evitar el punzonamiento. (Valdez, 2011))

CAPÍTULO III MICROSONIFICACION DE SUELO EN EL DMQ

Todo el diseño de una estructura de retención se basa, y depende en su totalidad de la calidad de los estudios del terreno para de esta manera planificar una estructura adecuada que coincida con las características del suelo y no falle por causa de no tener bien definido las propiedades físico-mecánicas del suelo que se va a controlar.

Se consideró importante dedicar un capítulo a mostrar como una guía de identificación de los diferentes tipos de suelo que se pueden encontrar en el DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, basado en los diferentes estudios que se han realizado a través del tiempo a lo largo del sector urbano.

3.1 Reseña geológica del DMQ

El Distrito Metropolitano de Quito muestra diversos paisajes y formaciones producidos por fenómenos endógenos y exógenos que nos permiten disfrutar de la inmensa diversidad con la que cuenta el DMQ. Estas diferentes propiedades el planeta se resumen en la construcción de dos cadenas

montañosas que son parte de la cordillera andina, conocidas como la cordillera occidental y la cordillera real. Estas dos formaciones son las que conforman la estructura principal de la ciudad, formando una alargada depresión en sentido noreste-suroeste (NNE-SSO). Imponentemente se puede apreciar también la formación de volcanes de edad cuaternaria como: Cotopaxi, Cayambe, Antisana. (DMQ, 2015)

Mediante varias investigaciones podemos definir que el territorio del Ecuador está formado por ocho porciones fisio-tectónicas:

- Cuenca Oriental
- Cordillera Real
- Zona Subandina
- Valle Interandino
- Cordillera Occidental
- Costa
- Bloque Amotape-Tahuín
- Cuenca Alamor-Lancones (DMQ, 2015)

Cada uno muestra sus características propias, estos terrenos se limitan por estructuras tectónicas formadas por colisión de terrenos exóticos (terrenos que se formaron fuera de la masa continental) contra el borde sudamericano. (DMQ, 2015)

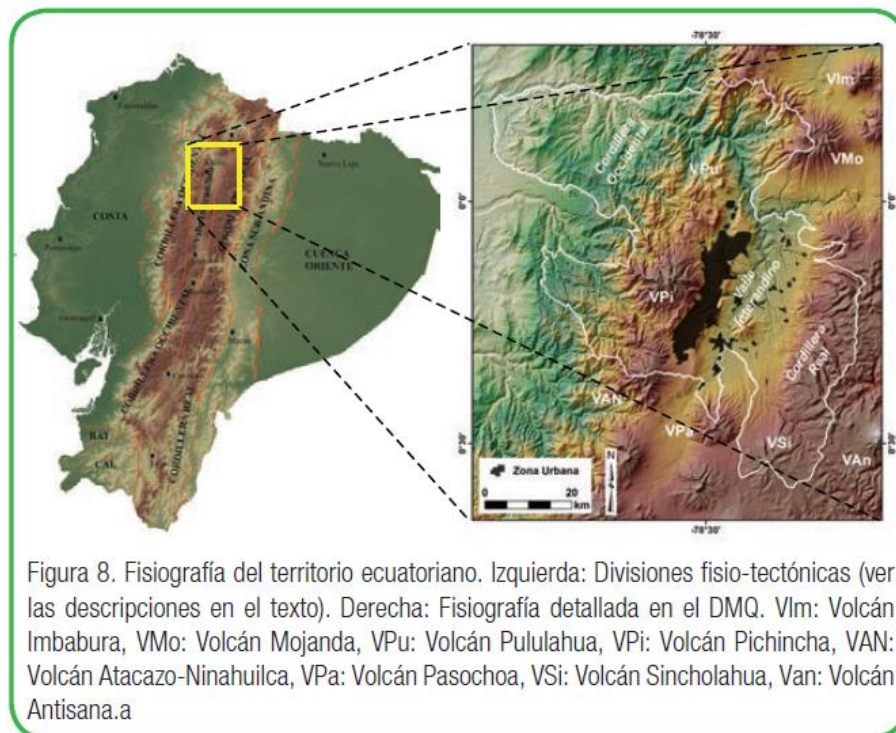


Gráfico 49. Fisiografía del territorio ecuatoriano (izquierda). Fisiografía detallada en el DMQ.

Fuente: <http://www.quito.gob.ec>

Para entender correctamente la geología que envuelve el territorio del DMQ (fisiografía, formaciones rocosas, estructuras tectónicas debemos describir de manera general los procesos geológicos que dieron origen a la cordillera occidental, cordillera real y el valle interandino, los mismo que define a nuestra ciudad tal cual como la conocemos. (DMQ, 2015)

Cordillera real

Spikings y otros en 2010 expuso que esta cordillera está formada básicamente por rocas metamórficas y plutónicas de edades Paleozoicas y Cretácicas respectivamente, mientras que Litherland y otros en 1994 propusieron un modelo en donde dividen a la cordillera real en cinco terrenos tectónicos. (DMQ, 2015)

1. Placa Sudamericana.- Rocas de la masa continental (cratón continental) del Pre-Cámbrico y rocas volcánicas del Jurásico.

2. Terreno Salado.- Formado por rocas meta-volcánicas y meta-sedimentarias del Jurásico.
3. Terreno Loja.- Granitos triásicos tipo "S" (Deriva del magma producto de la fusión parcial de rocas sedimentarias o de la corteza superior)
4. Terreno Alao.- Rocas afiolíticas (generadas por abducción), meta-volcánicas y meta-sedimentarias.
5. Terreno Guamote.- Rocas meta-sedimentarias de edad Jurásica. (DMQ, 2015)

Ahora según este modelo, algunos de estos terrenos se formaron al occidente del continente (terrenos exóticos) los cuales eran un arco volcánico insular (Alao), una cuenca tras-arco volcánico (Salado) y una micro placa continental (Guamote) se fueron acercando hacia el este hasta llegar a colisionar y sumarse al continente en el periodo del jurásico superior al cretácico inferior (DMQ, 2015)

En el territorio del DMQ no afloran rocas sedimentarias provenientes de la cordillera oriental así esta ocupe un gran terreno del sector sur oriental como son las parroquias El Quinche, Yaruquí, Checa, Pífo y Píntag, esto se debe a que están cubiertas por rocas volcánicas más jóvenes. (DMQ, 2015)

Cordillera occidental

La cordillera occidental está fundamentalmente formada por rocas volcánicas untrabásicas-básicas y rocas volcano-clásticas cuya composición está relacionado a un ambiente oceánico con edades que corresponden al Cretácico superior. (DMQ, 2015)

Existen formaciones sedimentarias conocidas como el grupo Angamarca, el mismo que se ubica en el lado oriental de la cordillera, estas rocas de depositan sobre el basamento volcánico que existe y se las identificado como: areniscas, turbiditas, calizas y conglomerados. (DMQ, 2015)

A diferencia del lado oriental en el oeste se encuentra el grupo conocido como formación Macuchi formada por consecuencias rocosas volcano-sedimentarias de composiciones baálticas y andesíticas. (DMQ, 2015)

Estas distintas formaciones rocosas pertenecientes a la cordillera occidental quedan en evidencia en todo el norte, noroccidente y occidente del DMQ, acogiendo a las distintas parroquias del sector (San José de Minas, Calacalí, San Antonio, Nanegal, Gualea, Pacto, Nanegalito, Nono y Lloa. Además forma el basamento de los distintos volcanes que en esta cordillera se encuentran: Atacazo-Ninahuilca, Rucu y Guagua Pichincha, Casitahua, Pululahua entre los de mayor importancia. (DMQ, 2015)

Valle o callejón interandino

Esta depresión de sentido alargado en dirección noroeste-suroeste, se extiende desde el valle del chota hasta llegar al sur de Alausí, esto comprende una distancia de 300 kilómetros en sentido longitudinal y de entre 20 y 30 transversalmente. (DMQ, 2015)

Con la información que nos proporciona los registros sísmicos y la evidencia geológica en campo se ha llegado a determinar que la estructura del valle interandino está limitado o coinciden con segmentos de fallas inversas que actúan bajo un sistema transpresivo y estas corresponden a las suturas que se formaron al momento de que terrenos ajenos al continente (exóticos) se sumaran al continente en el Jurásico y en el Paleoceno-Eoceno. (DMQ, 2015)

El basamento es decir la base del valle interandino, resulta muy complejo de definir debido a que cuenta con la influencia de ambas cordilleras la real y la occidental, y además de esto, el basamento ha sido cubierto por material volcánico por aproximadamente un millón de años. (DMQ, 2015)

“En la región de Quito, el relleno volcano-sedimentario comprende depósitos de brechas y lavas andesíticas, arenas, limos, arcillas de ambientes lacustres y fluviales, cenizas volcánicas, suelos y coluviales. Estos volcano-sedimentos

están contenidos en diferentes formaciones geológicas: Fm. Pisque, Fm. San Miguel, Fm. Guayllabamba, Fm. Chiche, Fm. Machángara, Fm. Mojanda, Fm. Cangahua y los depósitos volcánicos, aluviales, lacustres y coluviones que se generaron durante el Holoceno” (Atlas amenazas naturales DMQ”). (DMQ, 2015)

Estas diferentes formaciones geológicas son evidentes en las parroquias que conforman el DMQ desde San Antonio a Amaguaña de norte a sur y desde las laderas del Pichincha en el occidente hasta los valles orientales (Tumbaco y los Chillos). (DMQ, 2015)

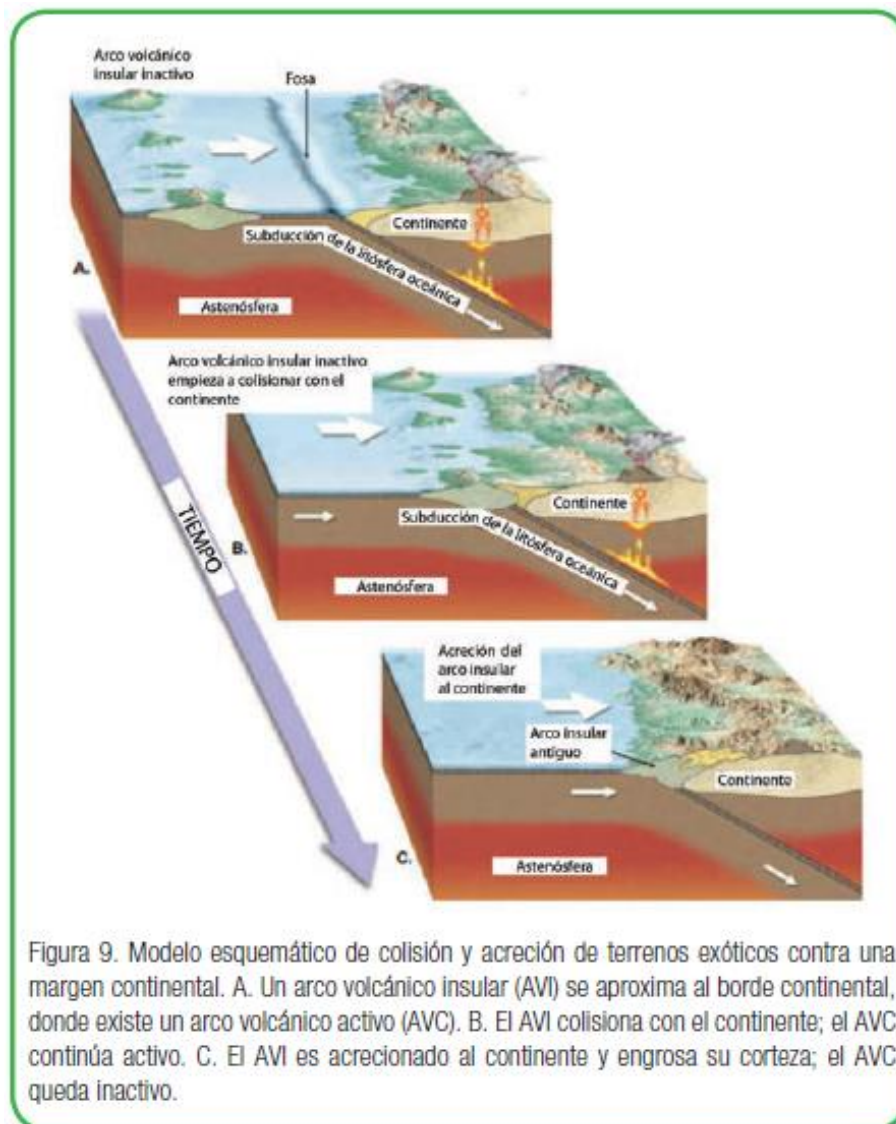
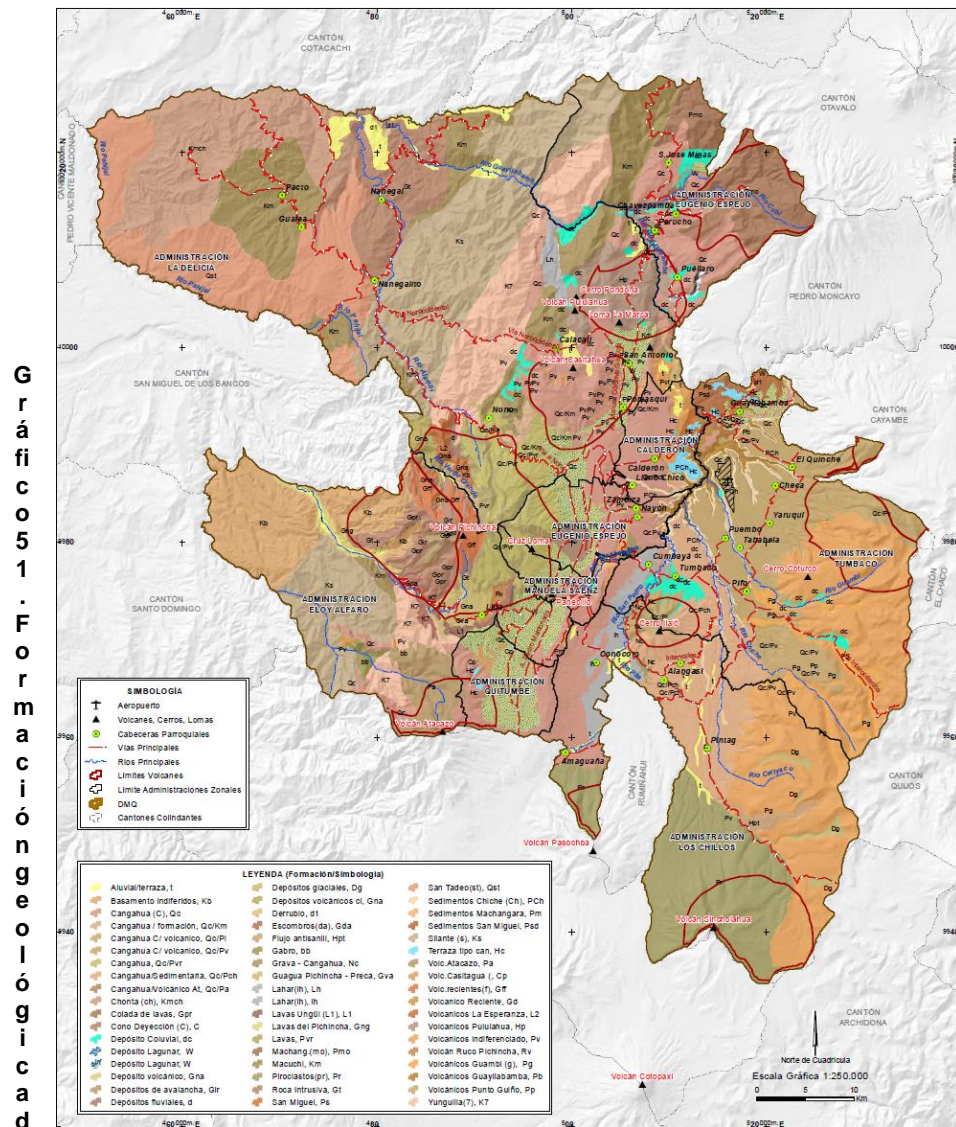


Figura 9. Modelo esquemático de colisión y acreción de terrenos exóticos contra una margen continental. A. Un arco volcánico insular (AVI) se aproxima al borde continental, donde existe un arco volcánico activo (AVC). B. El AVI colisiona con el continente; el AVC continúa activo. C. El AVI es acrecionado al continente y engrosa su corteza; el AVC queda inactivo.

Gráfico 50. Colisión y acreción de terrenos exóticos contra un margen continental.
Fuente: <http://www.quito.gob.ec>



3.2 Clasificación y sectorización de los suelos en Quito

Varios son los estudios que se han ido dando en el DMQ, con la finalidad de encontrar información accesible de gran utilidad para cualquier proyecto de ingeniería que se realice en la ciudad. Estudios de suelos a lo largo del Distrito Metropolitano de Quito se han venido dando desde inicios de los años noventa, donde la Escuela Politécnica Nacional (EPN) comenzó una exploración de los estratos que conforman los suelos de Quito con el propósito de realizar una microzonificación de la ciudad respecto al tema sísmico, así se comenzó a realizar perforaciones y demás métodos de exploración para caracterizar el

suelo y poder sustentar las suposiciones de comportamiento del suelo por efectos sísmicos, los estudios continuaron para buscar la factibilidad del metro de Quito así como también los estudios para definir la actual norma ecuatoriana de construcción NEC-11. (Aguilar, 2013)

3.2.1 Estudios Escuela Politécnica Nacional

La EPN se encargó de realizar los estudios de exploración en dos ocasiones en 1992-1994 y 2002 respectivamente, ambos trabajos comprendieron prácticamente una misma metodología, la diferencia es que en el 2002 se amplió el estudio para acoger a un sector más amplio de la ciudad. Es importante mencionar que estos estudios se realizaron “superficialmente” refiriéndonos a esto por motivo de que las muestras de mayor profundidad estaban entre los 20 y 25 metros. Con la recopilación de todo el estudio se presenta una clasificación en base a los tipos de suelos que se muestran en el antiguo código ecuatoriano de la construcción (CEC-2000). (Aguilar, 2013)

En el primer estudio que se realizó en el periodo de 1992 a 1994 se determinaron 20 zonas clasificadas de acuerdo al tipo de suelo:

- Zona occidental de la ciudad.- Compreendida por los flancos orientales del pichincha comprende de 7 zonas. Estas zonas tipo (f) están conformadas por depósitos aluviales, principalmente cangahua y ceniza volcánica.
- Zona central deprimida.- Se la ha dividido en 6 porciones, compuestas de suelos lacustres que probablemente cubran depósitos de cangahua.
- Zona oriental de la ciudad.- Alteraciones de ceniza volcánica y cangahua forman las 6 secciones del lado este de Quito. A estas zonas se las ha denominado tipo (q).
- Zona del panecillo.- Sector de origen volcánico. (Aguilar, 2013)

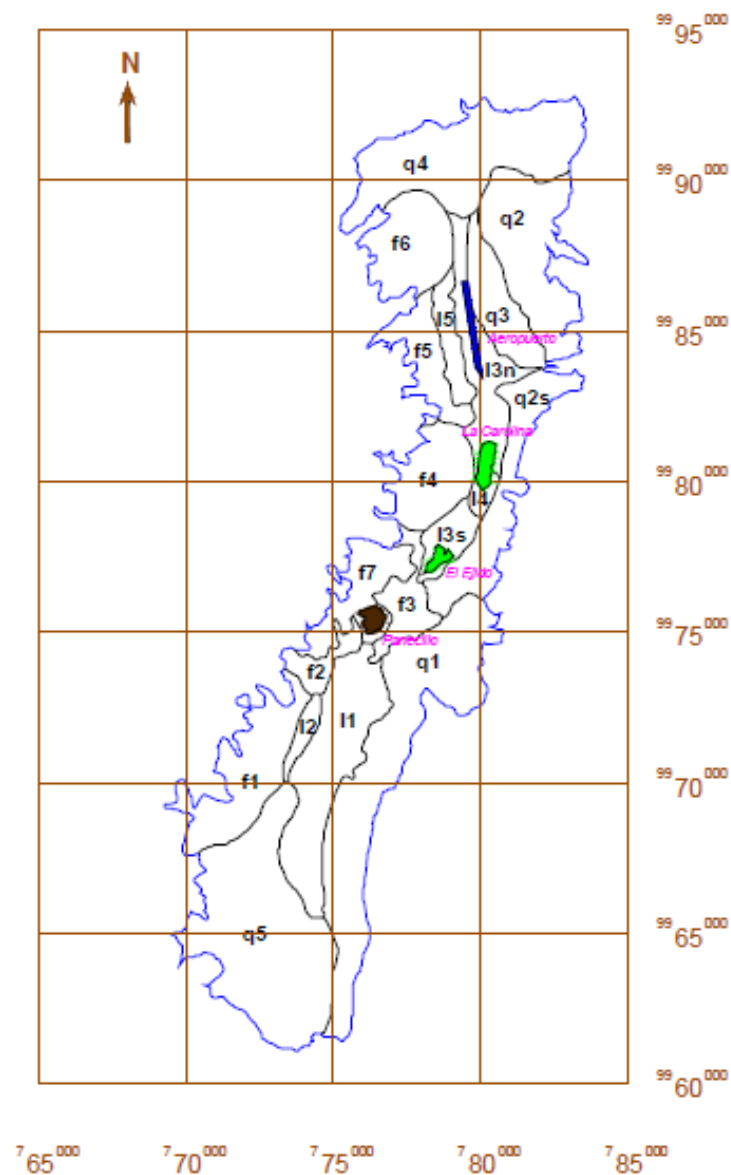


Gráfico 52. Clasificación de suelos de Quito 1994. (Aguar, 2013)

En el siguiente gráfico podemos encontrar la relación que existe entre las diferentes zonas, por lo que se facilita identificando con colores similares a las zonas que presentan compatibilidad en sus características. (Aguar, 2013)

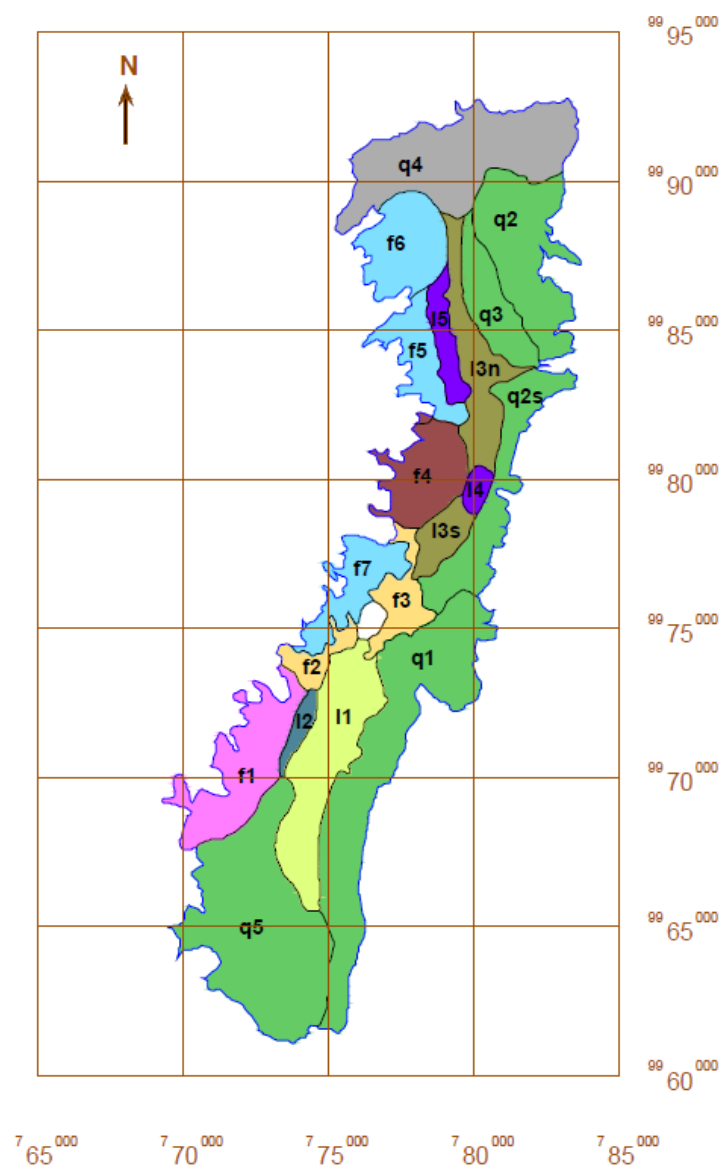


Gráfico 53. Relación entre tipos de suelo en Quito 1994. (Aguiar, 2013)

Es importante reflexionar de cómo es que están separado los colores de las diferentes zonas. Se puede observar en el gráfico 53 que las porciones q1, q2, q3, q5 son suelos similares por ende se los identifica con el mismo color, pero el suelo q6 que pertenece a la misma zona de clasificación se muestra como una cangahua cubierta por arena volcánica de baja resistencia. (Aguiar, 2013)

Siguiendo la misma lógica en la zona central donde se presentan los suelos lacustres (suelos relacionados a lechos de los lagos), el l4 destaca debido a que se encuentra niveles freáticos altos y porciones de estrados de baja resistencia y de gran espesor estos suelos llamados lacustre se encuentran presentes en los lagos, por lo que se analizaba la hipótesis de que en este sector habría existido un gran lago que dio inicio a la formación de este tipo de suelos. Mientras que l5 aparece cubierta por material aluvial de la zona f5. (Aguiar, 2013)

La zona occidental también presenta variedades en su zonificación, presentando dos grupos de características distintas, así los flancos del

pichincha f2 y f3 son similares, y el otro grupo compatible está formado por f5, f6, f7. (Aguiar, 2013)

Así concluyo el estudio de la EPN en 1994, dejando esa clasificación para posteriores estudios, lo que ocurrió en 2002 en donde se amplió el área de estudio. (Aguiar, 2013)

Para esta siguiente clasificación, los estudios fueron enfocados a determinar las regiones a los tipos de suelos que se encontraban en el entonces vigente Código Ecuatoriano de la Construcción 2000 (CEC-2000). (Aguiar, 2013)

El antiguo código especificaba cuatro tipos de suelo que hacían referencia a la velocidad de propagación de ondas de corte (este parámetro se puede obtener mediante correlaciones del ensayo SPT) la misma que diferencia a los suelos por su dureza, teniendo así mayores velocidades de onda en suelos suaves o pobres. Los perfiles de suelo se definieron de la siguiente manera: (Aguiar, 2013)

S1: Para suelos muy duros, con velocidad de la onda de corte mayor a 750 m/s, con periodos fundamentales de vibración inferiores a 0.2s. Estas características se asemejan a una roca sana. Los suelos que entran en este perfil son: (Aguiar, 2013)

- Roca sana o parcialmente fracturada con resistencias a la compresión no confinada mayor o igual a 500 kPa (5kg/cm²).
- Gravas arenosas, arcillosas, limosas densas y secas
- Suelos cohesivos duros con resistencia al corte en condición no drenada mayores a 100 kPa (1kg/cm²), además de encontrarse sobre roca u otro material de mayor competencia, el espesor de este tipo estrato no debe superar los 20 m.
- Arenas densas en donde el ensayo SPT supere el N>50, de la misma forma que el espesor del estrato no supere los 20 metros y se encuentre sobreyacente a un suelo endurecido con velocidades en onda de corte mayor a 750 km/s.
- Suelos y depósitos de origen volcánico firmemente cementados con número de golpes N>50 (Aguiar, 2013)

S2: Suelos duros con características intermedias que no se ajusten a los perfiles S1 y S3.

S3: Suelos blandos o estratos de gran espesor con periodos de vibración mayor a 0.6 s donde se incluyen todos los casos presentados en el gráfico 54. (Aguiar, 2013)

Suelos cohesivos	Velocidad de ondas de corte, V_s (m/s)	Resistencia al corte No drenada, S_u (KPa)	Espesor del estrato (m)
Blandos	< 200	< 25	> 20
Semiblandos	200-400	25-50	> 25
Duros	400-750	50-100	> 40
Muy duros	> 750	100-200	> 60

Suelos granulares	Velocidad de ondas de corte, V_s (m/s)	Valores N del SPT	Espesor del estrato (m)
Sueltos	< 200	4-10	> 40
Semidensos	200-750	10-30	> 45
Densos	> 750	> 30	>100

Gráfico 54. Valores promedio para determinar la clasificación de suelo. (Aguiar, 2013)

S4: Suelo muy blando con características especiales, aquí se agrupan los suelos de mayor problema para un proyecto de infraestructura y se incluyen a los siguientes:

- Suelos potencialmente licuefactibles, colapsables y sensitivos. (Aguiar, 2013)
- Turbas, suelos orgánicos.
- Arcillas y limos de alta plasticidad ($IP > 75$)
- Arcillas suaves y medio duras con espesores mayores a 30m (Aguiar, 2013)

Esta es una calificación muy general del material que se tiene en el DMQ, pero sin embargo nos ayuda a anticiparnos a lo que vamos a encontrar cuando se realicen estudios geotécnicos a detalle para la obra que se vaya a realizar, esta es la única manera de determinar de manera efectiva el suelo con el que vamos a trabajar.

El gráfico 55, presenta mediante colores los tres perfiles que común mente se encuentra en el DMQ, aun así se observa que el perfil ponderante es el S2, que no nos facilita ya que es un perfil intermedio al cual debemos caracterizar. (Aguiar, 2013)

En el gráfico 56, notamos donde se realizaron los sondeos un total de 20 a lo largo de la ruta del metro, así también se nota las fallas siegas que atraviesan a la capital.

Como el estudio estuvo enfocado en la sismicidad encontraremos varios parámetros relacionados a este tema, pero también nos ayuda a identificar varias propiedades geológicas de los suelos, los resultados mediante el resumen gráfico nos dan varios indicios que el suelo de Quito no es excelente pero tampoco es malo como se lo ha calificado varias veces. En la primera sección del gráfico 57, nos muestra las velocidades V_s que se encontraron a las diferentes profundidades del sur, centro y norte de la ciudad. (Aguilar, 2013) Y es fácil notar que en el sector del centro se profundizaron los estudios debido al valor histórico que existe, y así vemos que la roca competente de $V_s > 1000$ m/s se encuentra a profundidades que bordean los 90 metros, y es en el único lugar donde se tiene presencia de este estrato más duro, en lo demás del trayecto no se encuentra este tipo de “roca”, por lo que no podemos asegurar que superficialmente encontremos un macizo de excelentes características, pero de todas maneras esta velocidad y los periodos fundamentales indican que contamos con un “buen suelo” a lo largo de Quito, con periodos de 0.1s en el centro, de hasta 0.5 en el sur que indica las características menos favorables de todo el DMQ y en el centro hasta llegar al norte suelos de mejores condiciones. Con toda esta información se ejecutó una clasificación en función del V_{s30} , esta es la velocidad de onda de corte a los 30 metros de profundidad según el IBC (International Building Code 2003) lo que se aprecia en la tercera parte del gráfico 57. Obteniendo como consecuencia de que la ciudad de Quito se compone de un suelo tipo D, esta calificación se asemeja a la utilizada en el NEC, Tomando como límites el tipo A y F, el cual muestra Roca resistente a un suelo muy malo respectivamente. (Aguilar, 2013)

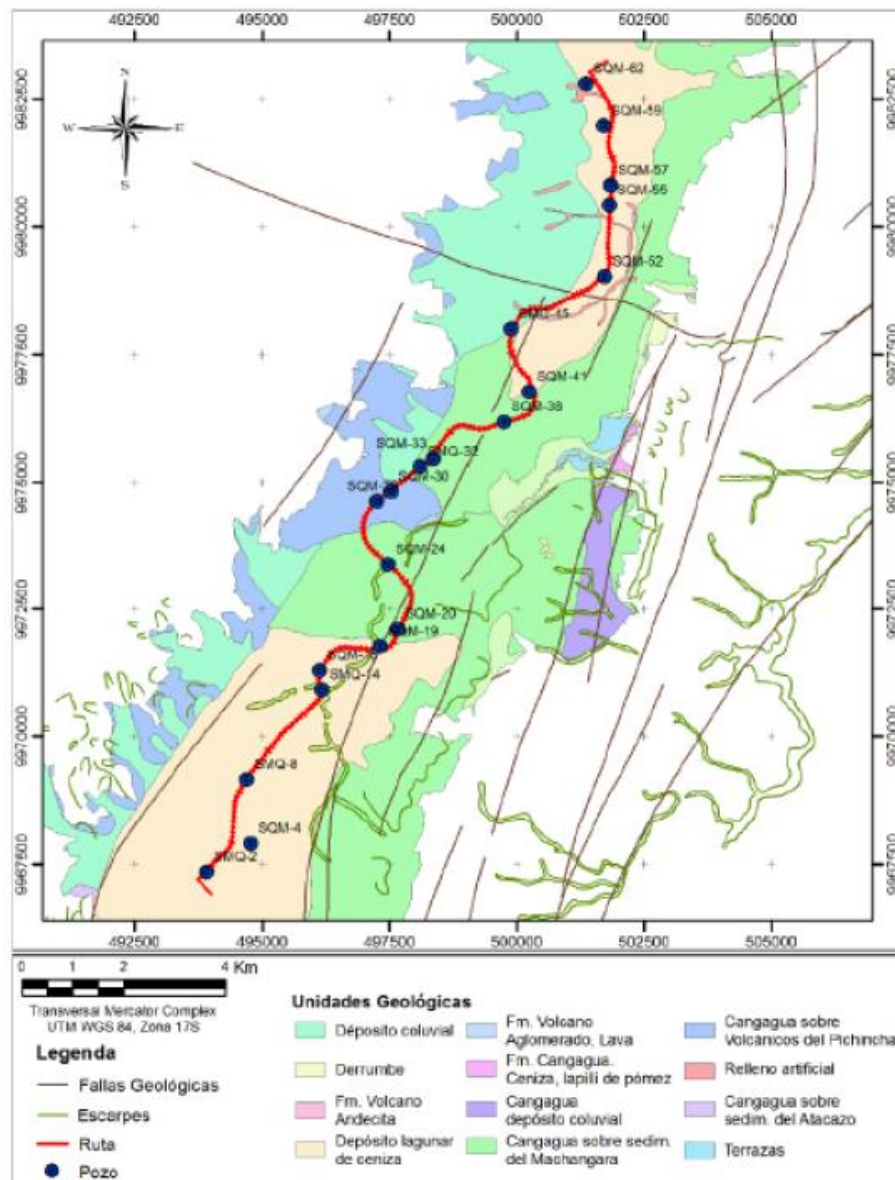


Gráfico 56. Sondeos ruta del metro de Quito 2012. (Aguiar, 2013)

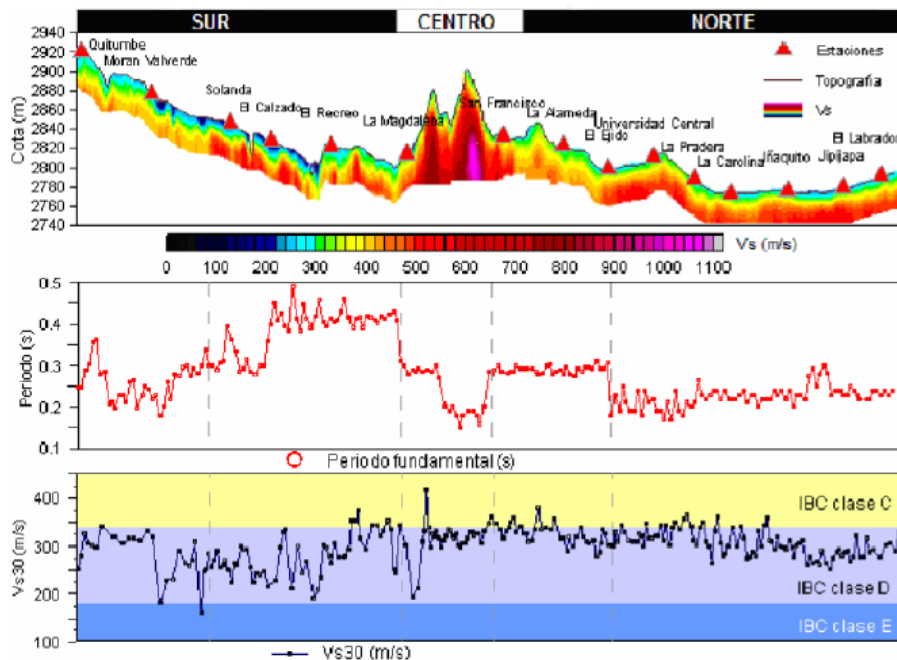


Gráfico 57. Principales resultados que mostró el estudio (Aguiar, 2013)

3.2.3 Análisis de los resultados entregados por la Evaluación de Riesgos Naturales (ERN)

El comité de evaluación de riesgos completo el estudio de suelos en el DMQ, para así tener la suficiente información para presentar la actual norma ecuatoriana de construcción y enfocarse en la zonificación para la ciudad de Quito en donde se está dando un crecimiento en altura considerable. (Aguiar, 2013)

En los puntos mostrados en el gráfico 58 se realizaron ensayos SPT, Down Hole y Refracción sísmica, y con las muestras obtenidas varios ensayos de laboratorio como ensayos de corte directo, triaxiales y columna resonante para conseguir la suficiente información apuntando a encontrar la mayor información para el diseño sísmo resistente de las estructuras. (Aguiar, 2013)

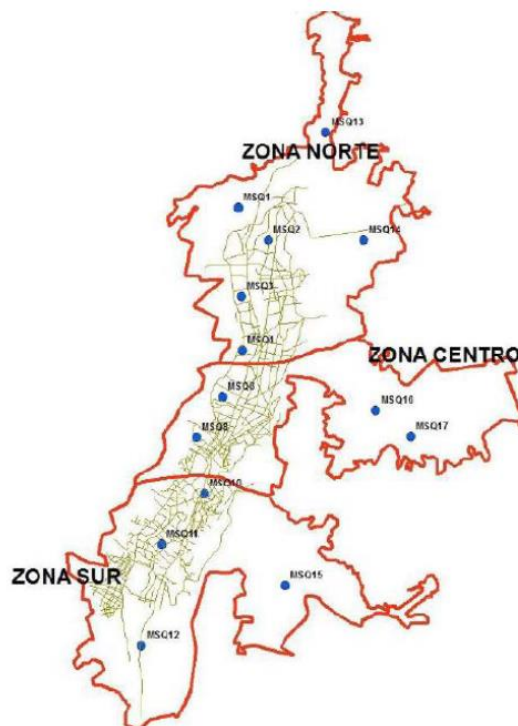
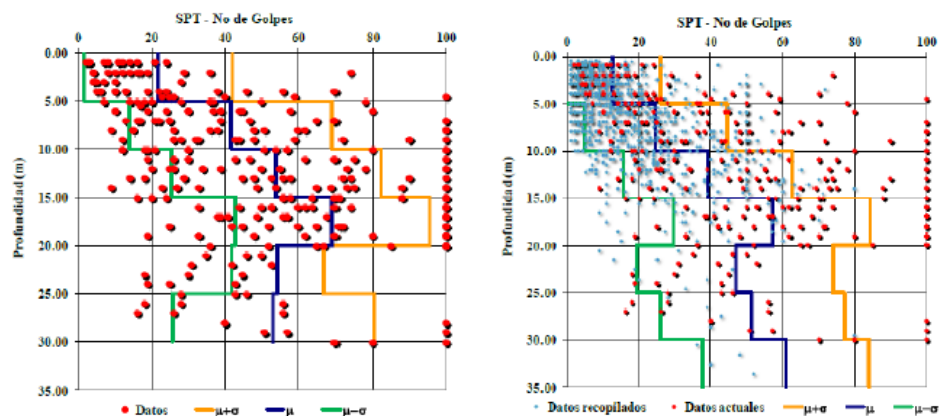


Gráfico 58. Ubicación de los ensayos in situ realizados por la ENR (Aguiar, 2013)

El común de los ensayos y que mayor información nos aporta para nuestro fin es el SPT (ensayo de penetración estándar) por motivos de la múltiples correlaciones que existen para encontrar una inmensa variedad de características del suelo para uso de los ingenieros, así podemos tener una resistencia aproximada según el número de golpes que se necesiten para penetrar el suelo. (Aguiar, 2013)

Se aprecia en el gráfico 59 el número de golpes del SPT vs la profundidad y tener la idea de los estratos que conforman el suelo, así se realiza una comparativa entre los ensayos realizados por la ERN, y los compilados con los demás estudios, y como era de esperar se mantiene una coherencia entre



ambos. (Aguiar, 2013)

Gráfico 59. Resultados del SPT realizados por ERN y conglomeración de todos los estudios que se han realizado. (Aguiar, 2013)

Interpretando estos datos, es palpable que el suelo se comporta de una manera esperada hasta los 20 metros donde los golpes van incrementando de manera progresiva, pero desde los 20 hasta los 30 metros más o menos se produce una reducción en el número de golpes del SPT, por lo que se puede determinar que a esa profundidad existe una capa de menor resistencia, ya que aparentemente a partir de los 30 metros los golpes se incrementan nuevamente. (Aguiar, 2013)

En forma general y después de todos estos estudios se llega a una simple conclusión en donde se llega a definir que la ciudad de Quito es una cangahua sobre todo en el sector centro norte, este material se ha comprobado que se comporta adecuadamente a las sollicitaciones de carga (Vertical), no tan así a situaciones exógenas como viento y agua, por lo que es necesario la protección de los taludes de este material. (Aguiar, 2013)

3.2.4 Cangahua; material preponderante en la ciudad de Quito

Todos los estudios han arrojado un resultado evidente, y varias tesis también corroboran que el DMQ y casi en general una gran parte del territorio nacional (callejón interandino) está presente el material denominado “Cangahua”. Según varias investigaciones en el continente se afirma que la cangahua está presente en más o menos el 23% del territorio sudamericano. Por lo que es importantísimo conocer las principales características del material, así también sus falencias.

Los expertos definen a la cangahua mas como una roca blanda que a un suelo común, por lo que podemos suponer que está totalmente apta para la construcción y definitivamente es así. El material tiene un origen volcánico, compuesto de ceniza volcánica cementada. (Gaibor Lombeida Aurelia Magaly, 2012)

Este proceso se da como uno de los efectos de la consolidación que sufren las cenizas a través del tiempo. (Gaibor Lombeida Aurelia Magaly, 2012)

Los depósitos volcánicos que comúnmente se encuentran en Quito son los siguientes:

- Limos arenosos (MS)
- Cangahua (ML, SM)
- Arena limosa (SM)
- Arenas (S)

El origen de la cangahua se da cuando los materiales lanzados por erupciones volcánicas se depositan, se removilizan mientras se van endureciendo con el tiempo. Se denomina también que es un material legamoso eólico, lo que quiere decir que se antepone a otros materiales ya existentes debido al transporte que propicia el viento esto hace que esté compuesto por bloques de limo que son producto de la degradación de granos extremadamente finos (tamaños de entre 10 a 50 micrómetros) que componen los suelos y que son transportados por el acciones del viento, como por ejemplo en tormentas del

polvo esto durante miles de años hasta formar un deposito regular. (Gaibor Lombeida Aurelia Magaly, 2012)

Este material cuenta con una apariencia común de un color amarillento que se disgrega o deshace de una manera relativamente fácil además se nota que no tiene una estratificación definida, el espesor en que se encuentra regularmente está entre los 20 a 30 metros. Mineralógicamente está constituido de silicatos como cuarzo, feldespato, también contiene carbonato de calcio (roca caliza, dolomita), finos detritos orgánicos y minerales del grupo de la arcilla. (Gaibor Lombeida Aurelia Magaly, 2012)

Lo que es importante para nuestro estudio se resumen en las características físicas y mecánicas que nos presenta este tipo de material, porque de la forma en cómo se comporta el suelo es la que regirá el diseño de nuestra estructura de retención. (Gaibor Lombeida Aurelia Magaly, 2012)

3.2.4.1 Características físicas

En las principales características físicas de interés para un ingeniero encontramos:

- Contenido de Humedad.- Considerando la valiosa información que nos entrega el EPMOP encontrada en estudios de estabilización de taludes en el sector de San Juan, se establece que la humedad de una cangahua oscila entre el 21 al 32 por ciento. (Gaibor Lombeida Aurelia Magaly, 2012)
- Límites de Atterberg.- De la estabilización de taludes en San Juan se extrajo también los límites de plasticidad del material, los que concuerdan con un limo arenoso de baja plasticidad conocido por sus siglas ML por el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).
Límite plástico promedio 24% (LP)
Límite líquido promedio 33% (LL)
Índice de plasticidad 9% (IP) (Gaibor Lombeida Aurelia Magaly, 2012)
- Granulometría.- Es el cálculo de las cantidades o porciones correspondientes a una sola masa de suelo según una escala de tamaños establecida. La abundancia de cada tamaño en una muestra de cangahua se muestra en el gráfico 60. (Gaibor Lombeida Aurelia Magaly, 2012)
Aproximadamente este material está conformado por un 55% de limo y 30% de arena, representando a los materiales predominantes, se completa con un bajo porcentaje de arcilla 15% (Gaibor Lombeida Aurelia Magaly, 2012)

Lugar	Granulometría en porcentaje (%)					
	Arcilla		Limo		Arena	
			Fino	Grueso	Fino	Grueso
Chuspiaco	Mínimo	12.5	27.3	16.9	19.1	2.4
	Mediano	16.3	33.7	21.6	21.9	4.4
	Máximo	21.9	38.9	27.9	30.9	7.6
Cangahua	Maximo	9.2	16.9	13	10.9	15.1

Fuente: La Cangahua en el Ecuador¹⁰

Gráfico 60. Granulometría de la Cangahua.

Fuente: Gaibor Lombeida, Aurelia Magaly y Guano Zambrano, Margarita Paulina

- **Peso específico.-** Al momento de diseñar estructuras de retención de suelo el peso específico se convierte en uno de los datos más importantes si no el más importante ya que hablamos del peso aparente que vamos a retener, por eso hay que tener mucho cuidado al momento de usar cualquier peso específico, es siempre recomendable hacer un ensayo específico del sector donde se realizará la obra para determinar el peso que más se asemeja a la realidad y momento. Advertido esto, el valor que se calculó en los estudios realizados para la estabilidad de taludes en la Av. Simón Bolívar fluctúa entre 2.58 g/cm³ a 2.69 g/cm³ de las partículas secas, y una densidad natural 1.703 g/cm³ y 1.874 g/cm³. (Gaibor Lombeida Aurelia Magaly, 2012)
- **Relación de vacíos.-** En los taludes de la Av. Simón Bolívar la relación entre los vacíos y los sólidos de las muestras entregaron valores entre 0.83 a 1.32
- **Porosidad.-** Relación entre el volumen de vacíos y el volumen total de la muestra indicando la probabilidad de encontrar espacio vacíos en el volumen total. Lo que muestra entre 45 y 58% (Gaibor Lombeida Aurelia Magaly, 2012)

3.2.4.2 Características mecánicas

El objetivo de cualquier exploración de suelos es determinar con la mayor exactitud posible estas características, que son de uso común para cualquier ingeniero que se involucre en el tema de suelos así como también en las estructuras. (Gaibor Lombeida Aurelia Magaly, 2012)

- **Ángulo de fricción.-** El valor se encuentra entre los comunes para un terreno limo arenoso, donde se ha encontrado de 23 a 32 grados.
- **Cohesión.-** Definida como la atracción generada entre partículas originada por fuerzas moleculares y partículas de agua. Por lo que es un valor dependiente de la humedad del suelo y variable por tal motivo, se determina valores de entre 0.5 a 1.5 kg/cm²
- **Permeabilidad.-** Como es de esperarse se encuentra valores bajos de permeabilidad, al ser un material “granular”, el valor de “K” se encuentra entre: 1.35×10^{-6} a $4.48 \times 10^{-6} \text{ m/s}$. (Gaibor Lombeida Aurelia Magaly, 2012)

Con estas importantes características ya podemos obtener valores como la resistencia al corte o al deslizamiento del macizo, la que se encuentra en un valor bastante aceptable, por lo que este material nos permite realizar taludes bastante verticales (hasta los 80°), pero como mencionamos anteriormente una debilidad de este tipo de material recae en la falta de resistencia a la meteorización ocasionado por agua y viento, por lo que es necesario proteger los taludes, ya sea con lechadas de hormigón o geotextiles, etc. (Gaibor Lombeida Aurelia Magaly, 2012)

En los siguientes gráficos se resumen las principales propiedades de la cangahua, para facilidad en el trabajo de identificación y diseño. (Gaibor Lombeida Aurelia Magaly, 2012)

Propiedades Físicas		
Propiedad	Valor	Unidad
Contenido de Humedad (w)	21-32	%
Límites de Atterberg	LL≈33 LP≈24 IP≈9	Expresado en número entero
Peso específico (γ)	2.58-2.69	g/cm ³
Relación de vacíos (e)	0.83-1.32	Adimensional
Porosidad (n)	45-58	%

Gráfico 61. Propiedades físicas de la cangahua.

Fuente: JOHNNY SANTIAGO VIZUETE OROZCO

Propiedades Mecánicas		
Propiedad	Valor	Unidad
Ángulo de fricción	23-32	Grados
Coeficiente de Poisson	0.3-04	Relación adimensional
Cohesión	0.5-1.5	Kg/cm ²
Permeabilidad	$1.35 * 10^{-6}$ a $4.48 * 10^{-6}$	m/s

Gráfico 62. Propiedades mecánicas de la cangahua.

Fuente: JOHNNY SANTIAGO VIZUETE OROZCO

CAPITULO IV CÁLCULOS

Para encontrar los parámetros de resistencia a corte del suelo retenido en un sistema de anclajes se requiere conocer la presión de tierra en la pared, la capacidad axial, lateral, la porción enterrada en el suelo además de la estabilidad externa de un sistema de anclajes, estas características son diferentes para cada tipo de suelos, es decir varía entre si el terreno a retener es granular, o una arcilla.

Nuestro caso se da para resistencia drenada de suelos granulares, los cuales se basan en los resultados obtenidos de los ensayos de SPT (ensayo de penetración estándar) y/o CPT (cono de penetración estándar).

Es importante acotar que las distinciones entre el comportamiento real y los supuestos en el diseño convencional son importantes cuando hablamos de presiones de tierras. Todas las simplificaciones se han dado para evitar análisis muy complejos que incluyen factores como:

- Movimientos de la pared (traslación, rotación)
- Flexibilidad de la pared
- Propiedades de rigidez y resistencia del suelo
- Pretensado horizontal del suelo
- Fricción entre la cara del muro y el suelo retenido

Para sistemas de muros anclados con paredes “flexibles” es común el uso de presiones aparentes dados por teorías semi-empíricas, los cuales se utilizarán para este proyecto.

4.1 Presión lateral en un sistema de muros anclados

Básicamente se manejan tres estados de presión lateral: activo, pasivo y en reposo. Estos estados están representados por los diferentes factores de transformación de presión vertical (k_a , k_p , k_o respectivamente), como nos referimos en el capítulo 2 de manera detallada, este factor está modificado o alterado por diferentes circunstancias como son:

- Inclinação del terreno retenido
- Inclinação del muro
- Grado de fricción entre el suelo y el muro

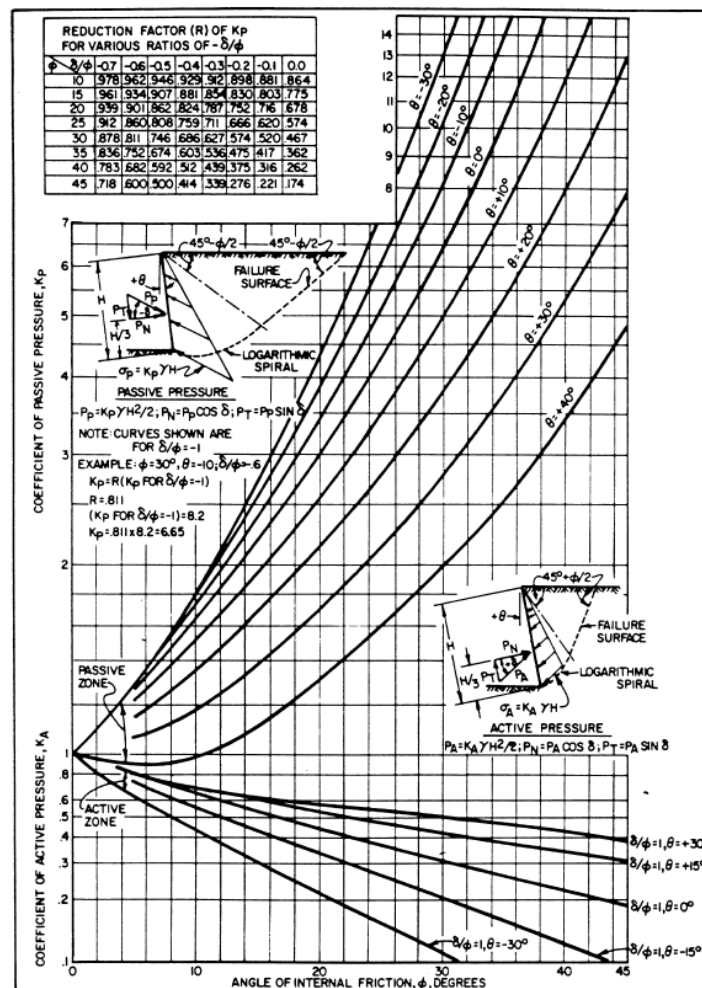
La definición del empuje de tierras que el muro va a soportar es el inicio del diseño de una estructura de sostenimiento, y marca todo el trabajo que se va ir realizando, por lo que se debe tomar muy en cuenta esta parte del proceso. La teoría plasmada en el capítulo 2 nos muestra diferentes maneras de calcular la presión lateral que genera el suelo retenido a la estructura donde se detalla: teoría de Rankine, método de la espiral logarítmica y el método propuesto por Coulomb. Estos procesos se han usado a lo largo del tiempo y han sido comparados con el afán de encontrar cuál de ellos muestra mejores resultados o los más próximos a la realidad. Se ha determinado que todos estos métodos nos entregan resultados razonables y similares cuando los usamos para determinar presiones activas (k_a), pero, hay que tener mucho cuidado al momento de usarlos para establecer presiones pasivas (k_p). Se aclara esto en razón al uso a través del tiempo que no es recomendable usar la teoría de Coulomb para este proceso en particular por la suposición que da valor a esta teoría. Coulomb nos plantea una superficie plana de falla, la misma que difiere de considerablemente del plano “real” que se puede producir la que se ha

definido como una espiral logarítmica, lo que deriva que Coulomb siempre entrega presiones pasivas más altas de las que se puede obtener del asumiendo una espiral logarítmica como superficie de falla.

Todo este proceso de cálculo tradicional se lo encuentra definido en el capítulo 2 y esta información a través de la experiencia y respaldada en varios estudios se ha podido compilar en ábacos que agilitan el análisis de empuje de tierras, encontrando directamente los factores de empuje activo y pasivo (k_a , k_p). Esto se muestra en los gráficos 63 y 64, donde se toma en consideración las tres

condiciones de modificación anteriormente mencionadas.

de



REDUCTION FACTOR (R) OF K_p FOR VARIOUS RATIOS OF $-\delta/\phi$

ϕ	$-\delta/\phi = -0.7$	$-\delta/\phi = -0.6$	$-\delta/\phi = -0.5$	$-\delta/\phi = -0.4$	$-\delta/\phi = -0.3$	$-\delta/\phi = -0.2$	$-\delta/\phi = -0.1$	0.0
10	.978	.962	.946	.929	.912	.896	.881	.864
15	.961	.934	.907	.881	.854	.830	.803	.775
20	.939	.901	.862	.824	.787	.752	.716	.678
25	.912	.860	.808	.759	.711	.666	.620	.574
30	.878	.811	.746	.686	.627	.574	.520	.467
35	.836	.752	.674	.603	.536	.475	.417	.362
40	.783	.682	.592	.512	.439	.375	.316	.262
45	.718	.600	.500	.414	.339	.276	.221	.174

PASSIVE PRESSURE

$P_p = K_p \gamma H^2 / 2$; $P_v = P_p \cos \delta$; $P_h = P_p \sin \delta$
 $\sigma_p = K_p \gamma H$

NOTE: CURVES SHOWN ARE FOR $\delta/\phi = -1$
 EXAMPLE: $\phi = 25^\circ$; $\delta/\phi = -2$
 $\delta/\phi = -3$
 $K_p = R(K_p \text{ FOR } \delta/\phi = -1)$
 $R = .711$
 $(K_p \text{ FOR } \delta/\phi = -1) = 3.62$
 $K_p = .711 \times 3.62 = 2.58$

ACTIVE PRESSURE

$P_a = K_a \gamma H^2 / 2$
 $P_h = P_a \cos \delta$
 $P_v = P_a \sin \delta$
 $\sigma_a = K_a \gamma H$

ANGLE OF INTERNAL FRICTION, ϕ , DEGREES

ACTIVE ZONE

PASSIVE ZONE

FAILURE SURFACE

LOGARITHMIC SPIRAL

COEFFICIENT OF PASSIVE PRESSURE, K_p

COEFFICIENT OF ACTIVE PRESSURE, K_a

Diagram Labels:

- $\delta/\phi = +1$
- $\delta/\phi = +.8$
- $\delta/\phi = +.4$
- $\delta/\phi = +2$
- $\delta/\phi = 0$
- $\delta/\phi = -2$
- $\delta/\phi = -.4$
- $\delta/\phi = -.6$
- $\delta/\phi = -.8$
- $\delta/\phi = -.9$
- $\delta = \phi, \delta/\phi = +.8$
- $\delta = \phi, \delta/\phi = +.6$
- $\delta = \phi, \delta/\phi = +.4$
- $\delta = \phi, \delta/\phi = 0$
- $\delta = \phi, \delta/\phi = -.4$
- $\delta = \phi, \delta/\phi = -.1$

91

El ángulo de fricción suelo-muro (δ) para el análisis de presiones pasivas los valores típicos están entre 0.5ϕ a 1ϕ esto dependerá del material del muro, tipo de suelo, método de construcción y transferencia axial de carga entre el suelo y el muro.

4.2 Influencia de la deformación del muro en la presión lateral de tierra

Si bien la teoría nos marca una pauta del comportamiento real de los suelos y un punto de partida importante, entrando en casos específicos es necesario hacer varios estudios para realizar un modelo específico para un tema en particular y así acercarnos de una manera coherente que simplifique el diseño. Y los anclajes han sido tema de estudios y ensayos que nos muestran que se ha determinado que, la distribución de esfuerzos a lo largo de la pared dependerá de las deformaciones que este tenga que está ligado al método de construcción del sistema de muros anclados conocido como “Top Down”, que se constituye de la siguiente manera:

- Ciclos controlados de excavación
- Construcción del muro
- Instalación de anclajes
- Pretensados de anclajes
- Bloqueo de anclajes

Debido a todo este proceso la presión y deformación del suelo no se asemeja exactamente a una condición activa (asumida para el diseño del muro en voladizo). Por lo que se tiene presiones menores a esta condición activa en ciertas zonas del muro, las mismas que son compensadas por otras áreas en donde las presiones están sobre esta condición dando como resultado una distribución de presiones (en suelos competentes) donde las mayores presiones se ubican en el sector de los

anclajes y se van reduciendo, llegando a pequeñas porciones en las secciones que el muro está empotrado (en el suelo) o libre.

4.2.1 Modelo Utilizado para determinar el comportamiento de la presión lateral en un sistema de muros anclados

En 1998, se presentó un modelo para definir el comportamiento “real” de la presión lateral de suelo en un sistema de muros anclados, considerando fundamentalmente el proceso de construcción de este sistema y como van variando los esfuerzos en cada etapa, teniendo una mejor aproximación de cómo se debe diseñar el muro para cada fase.

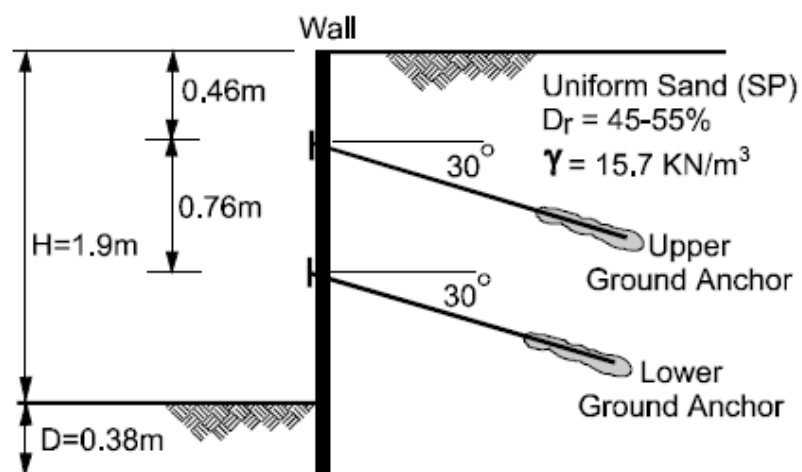


Gráfico 65. Corte transversal del modelo analizado. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)

En el gráfico 65 se observa el corte transversal de un sistema de muro anclado típico, al que se e analizará en cada una de las etapas de construcción.

4.2.1.1 Construcción del muro en voladizo

Para la porción del muro sobre el primer nivel de excavación la presión de tierra se considera activa en su totalidad (esto nos indica una presión triangular), la

excavación se realiza hasta justo por debajo del nivel del primer anclaje. El comportamiento es el esperado por la teoría por ende los valores son muy similares al que se puede esperar de la presión activa.

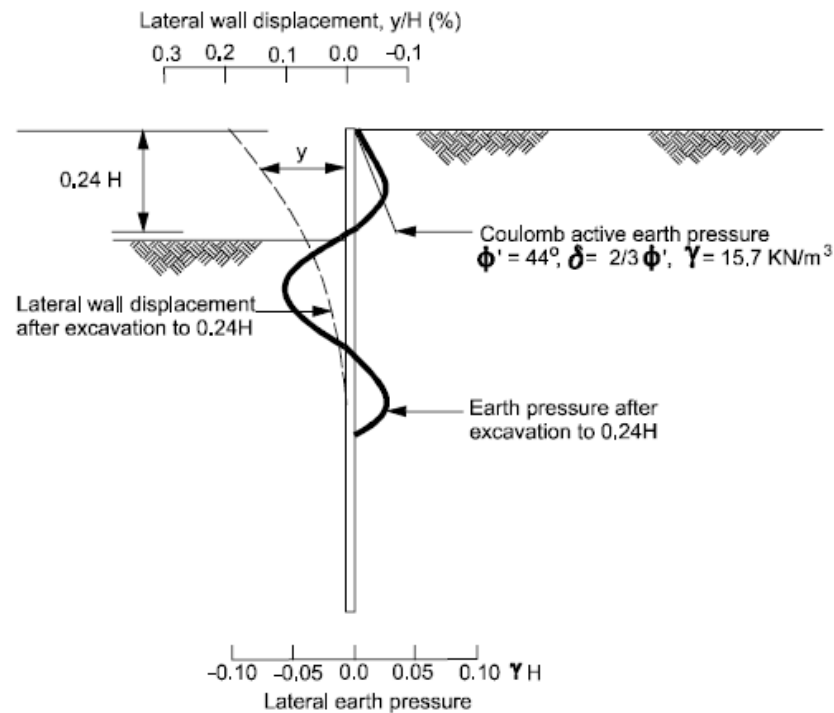


Gráfico 66. Esfuerzos al momento de implantar la sección del muro en voladizo. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)

4.2.1.2 Esfuerzos en el primer anclaje o anclaje superior

Durante el tesado del anclaje la viga es empujada contra el suelo que se retiene, creando un gran aumento en la presión lateral, lo que ya nos da valores muy cercanos a las esperadas en un estado de presión pasiva total. Una vez que el ancla es bloqueada, es decir cuando ya no se genera más tensado si no ya se traba, la presión puede estar ente un 75 a 100 por ciento del esfuerzo de diseño, estas pérdidas son calculadas y se presentan por varios factores (propiedades de los materiales, métodos de tesado, etc) lo que se manifiesta en la presión del suelo

disminuyendo y dejando un bulbo de presión en la región del anclaje. Esta presión es superior a las que se pueden presentar en un estado activo de tierra.

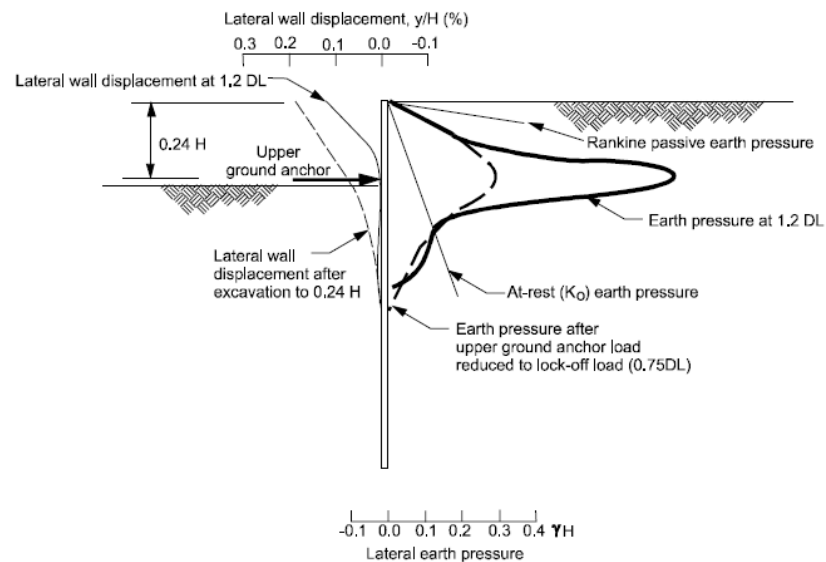


Gráfico 67. Esfuerzos aparentes al momento de tensar y bloquear el anclaje. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)

4.2.1.3 Excavación para implementar el siguiente anclaje

La excavación bajo el primer anclaje ocasiona una redistribución de esfuerzos en el muro, debido a que se permite una deformación en esta zona y la presión en esta sección se reduce mientras que en el anclaje aumenta un poco.

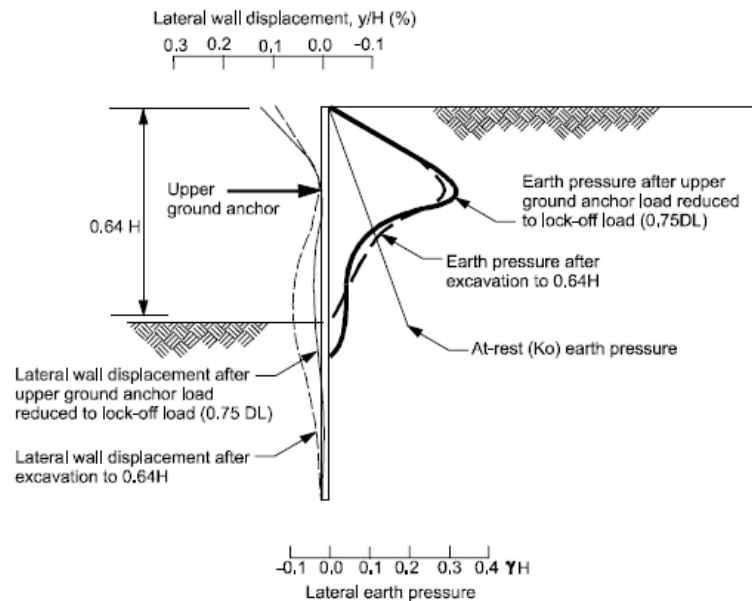


Gráfico 68. Redistribución de esfuerzos después de la implementación del primer anclaje y justo antes de siguiente anclaje. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)

4.2.1.4 Final de la construcción del muro

El gráfico 69 nos evidencia como en la región del anclaje inferior se forma un bulbo de presiones muy similar al que ocasiona el anclaje superior y va disminuyendo hasta el fin de la excavación en donde se produce un pequeño incremento hasta el final del empotre del muro.

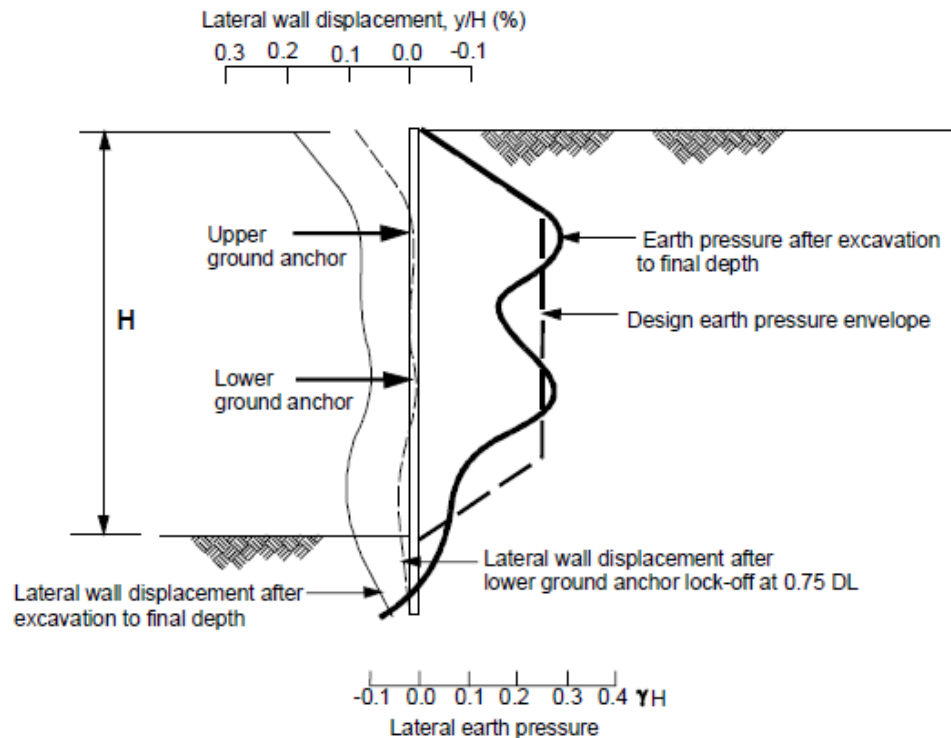


Gráfico 69. Esfuerzos que se presentan en un sistema de muros anclados. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)

La envolvente trapezoidal que nos presenta el gráfico 69, es una aproximación o representación aparente de las presiones laterales de tierra que se presentan contra un sistema de muros anclados, este sistema de presiones es aceptado en situaciones donde el muro se encuentre en un suelo competente es decir de unas características adecuadas, que justamente son las que encontramos en el sector norte de la ciudad de Quito.

4.3 Análisis y consideraciones del sistema trapezoidal aparente de empuje de tierras.

Los diagramas de presión lateral aparente de tierra de origen semi-empírico fueron presentados originalmente por Terzaghi y Peck. Para estos diagramas se concibió la condición de tratar con un suelo homogéneo en: arenas drenadas, arcillas duras no drenadas, arenas suaves a medias no drenadas.

El modelo original de Terzagui y Peck fue presentado en 1967 y luego Peck lo presentó nuevamente en 1969 y desde entonces ha tenido importantes modificaciones, principalmente dos:

1. Henkel en 1971 modificó la ecuación usada para calcular la ordenada de máxima presión de tierra para el diagrama de presión aparente de arcillas medias.
2. La FHWA (Federal Highway administration) en 1998 que presenta una variación en la distribución aparente de presiones de tierra en arenas y arcillas duras, a esta modificación es a la que ponemos todo nuestro interés por el tipo de material que se encuentra distribuido en la mayor parte del Distrito Metropolitano de Quito. Esta modificación enfatiza que las mayores presiones se presentan en la región donde se disponen los anclajes, y que la misma se va modificando según la presión de tezado y ubicación que se dé a los anclajes de suelo, por lo que es imprescindible contar para el cálculo con al menos la ubicación del primer y último anclaje para definir la envolvente de presión.

El uso de estos diagramas de presión aparente ha demostrado entregar resultados razonables de cargas en los anclajes de suelos y conservadoras estimaciones de momentos de flexión para paredes flexibles en suelos competentes.

Los diagramas propuestos por Terzaghi y Peck presentan resultados conservadores, pero marcan el inicio de todo, y muestran las consideraciones que se deben tomar y cumplir para el uso adecuado de los diagramas de presión lateral aparente de tierras.

1. Se asume una excavación mayor a 6 metros de profundidad y de un ancho considerablemente grande, y el desplazamiento del muro lo suficiente como para movilizar el valor total de la resistencia al corte del suelo.

2. El nivel freático para arenas se lo asume por debajo el nivel de excavación, en arcillas la posición del nivel freático no interesa, debido que la presión del agua no entra en el análisis
3. La masa de suelo se asume homogénea, y que el comportamiento al corte de los suelos es drenado para arenas y no drenado para arcillas.
4. Los diagramas presentados (diagramas originales presentados por Terzaghi y Peck) son solo para la porción del muro que se ve, es decir no se incluye la zona de muro que está empotrada en el suelo.

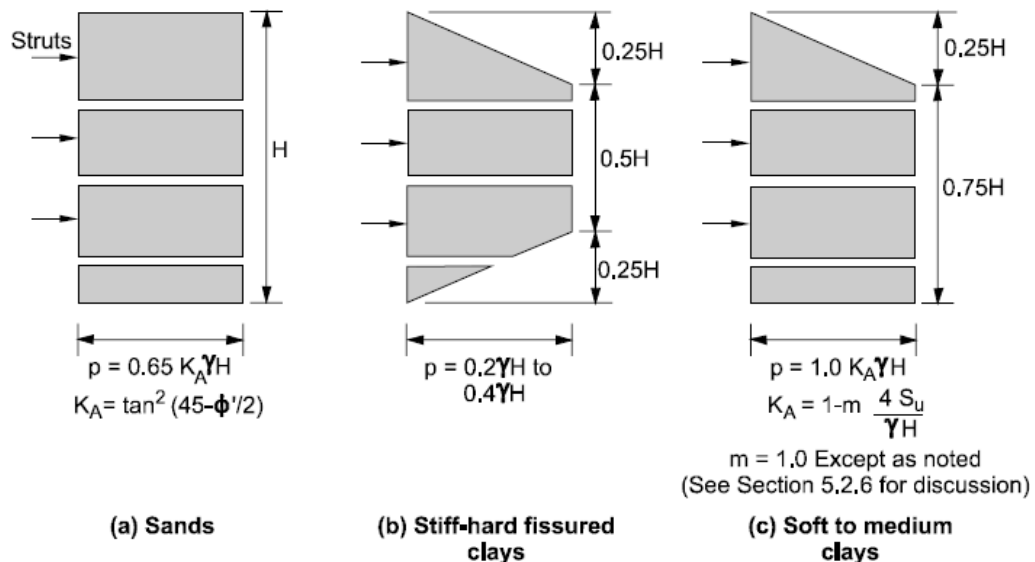


Gráfico 70. Envolventes de presión aparente presentadas por Terzaghi y Peck después de 1967. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)

4.3.1 Diagrama de presión aparente para arenas

En el capítulo dos definimos los factores de presión lateral de tierra (activo, pasivo y en reposo), para el empuje activo el factor que define este valor es el ángulo de fricción interna del suelo:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

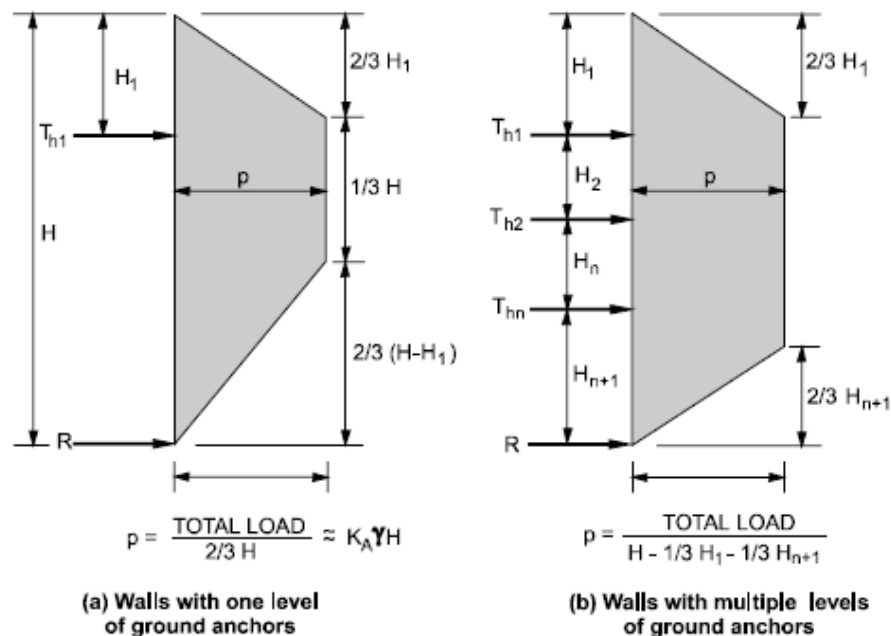
Los diagramas recomendados por Terzaghi y Peck (gráfico 70) para arenas son de tipo rectangular donde la ordenada está definida por:

$$p = 0.65 * ka * \gamma * H$$

Con lo que el empuje lateral total, definido por el área rectangular del diagrama aparente de presión esto es:

$$p = 0.65 * ka * \gamma * H^2$$

Se presenta la siguiente distribución, dependiendo si se trata de un solo anclaje o de un conjunto de dos o más. (Gráfico 71)



H_1 = Distance from ground surface to uppermost ground anchor

H_{n+1} = Distance from base of excavation to lowermost ground anchor

T_{hi} = Horizontal load in ground anchor i

R = Reaction force to be resisted by subgrade (i.e., below base of excavation)

p = Maximum ordinate of diagram

$$\text{TOTAL LOAD} = 0.65 K_A \gamma H^2$$

Gráfico 71. Diagramas aparentes de presión lateral para arenas con sistemas de uno o varios anclajes. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)

Esta modificación trapezoidal es de uso recomendable, a diferencia de los rectangulares presentados por Terzaghi y Peck por varias razones. La presión máxima se concentra en la localización de las anclas por lo que no es uniforme a lo largo de todo el muro, se considera presión cero en la superficie del terreno, lo que correctamente válido si no existen sobrecargas, además el comportamiento de un suelo competente (gráfico 69) mostraba que la presión lateral va creciendo desde la superficie hasta un máximo en la ubicación del anclaje superior, manteniéndose similar hasta la posición del anclaje inferior y a partir de este punto se va reduciendo progresivamente debido a la colaboración de presión que ofrece la región de empuje pasivo a la que se somete la sección del muro empotrado.

Estos diagramas se han utilizado y aceptado para el uso de sistemas de anclajes temporales como permanentes.

Se ha mencionado en reiteradas ocasiones que en el análisis de los diagramas de presión lateral aparente de los suelos **no se ha tomado en cuenta la presión que ejerce el agua ni las sobrecargas que pueden existir en el terreno, por lo que se deben añadir estos diagramas respectivos a los esfuerzos que producen para realizar la distribución adecuada de fuerzas.**

Los diagramas de presión aparente, nos ayudan a proporcionar las componentes horizontales que deben distribuirse en los anclajes, para lo que se emplea dos procesos, el “método de las bisagras” y el “método de las áreas tributarias”, es en el segundo en el cual nos vamos a enfocar debido a su facilidad en el cálculo, para lo cual se presenta un proceso bastante simple.

En el método de áreas tributarias, nos divide la envolvente trapezoidal en áreas para cada uno de los anclajes, para lo cual las alturas entre anclajes se dividen en mitades cooperantes para cada uno de ellos, lo que se convierte básicamente en un

problema relativamente sencillo de geometría. En el gráfico 72, nos indica las ecuaciones que debemos utilizar para cada anclaje, lo que se puede resumir en:

$$T1 = \left(H1 + \frac{Hn}{2} \right) * p$$

$$Tn = \left(\frac{Hn}{2} + \frac{Hn + 1}{2} \right) * p$$

$$R = \left(\frac{Hn + 1}{2} \right) * p$$

Lo que nos facilita programar para cada uno de los anclajes, el esfuerzo al que serán sometidos.

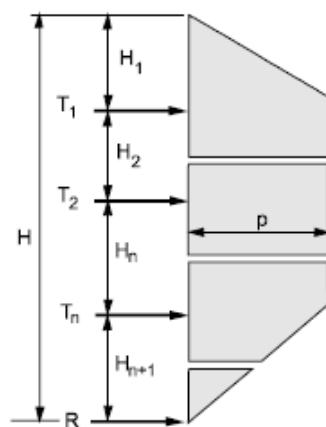
Como la distribución es trapezoidal, las ecuaciones para determinar el área que interviene en cada anclaje se debe dejar en función de los datos conocidos, como son las alturas para cada anclaje, dejando las ecuaciones de la siguiente manera:

$$T1 = \left(\frac{2H1}{3} + \frac{H2}{2} \right) * p$$

$$T2 = \left(\frac{H2}{2} + \frac{Hn}{2} \right) * p$$

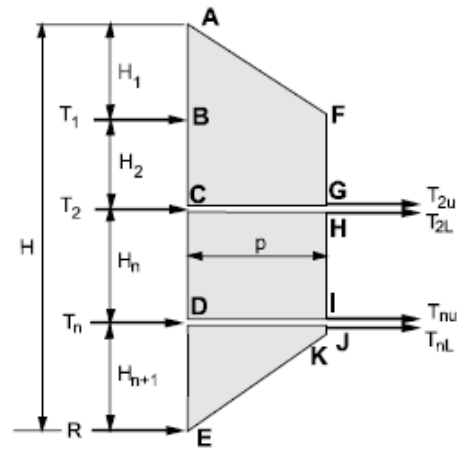
$$Tn = \left(\frac{Hn}{2} + \frac{23Hn + 1}{48} \right) * p$$

$$R = \left(\frac{3Hn + 1}{16} \right) * p$$



Tributary area method

$$\begin{aligned} T_1 &= \text{Load over length } H_1 + H_2 / 2 \\ T_2 &= \text{Load over length } H_2/2 + H_n / 2 \\ T_n &= \text{Load over length } H_n/2 + H_{n+1}/2 \\ R &= \text{Load over length } H_{n+1} / 2 \end{aligned}$$



Hinge method

$$\begin{aligned} T_1 &= \text{Calculated from } \sum M_C = 0 \\ T_{2u} &= \text{Total earth pressure (ABCFG) - } T_1 \\ T_{2L} &= \text{Calculated from } \sum M_D = 0 \\ T_{nu} &= \text{Total earth pressure (CDIH) - } T_{2L} \\ T_{nL} &= \text{Calculated from } \sum M_E = 0 \\ R &= \text{Total earth pressure - } T_1 - T_2 - T_n \\ T_2 &= T_{2u} + T_{2L} \\ T_n &= T_{nu} + T_{nL} \end{aligned}$$

Gráfico 72. Método del área tributaria y Método de la bisagra. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)

Se debe tener muy en cuenta que estos esfuerzos no son los que directamente se aplicarán al sistema de anclajes, esta es la componente horizontal del anclaje.

$$T = \frac{Th}{\cos \vartheta}$$

La tensión total de cada anclaje se calculará mediante la anterior ecuación donde ϑ simboliza el ángulo de inclinación que tendrá el anclaje. Estos esfuerzos son calculados para cada anclaje por unidad de ancho, si esto no es así se tendrá ue multiplicar por la distancia horizontal que exista entre anclajes.

$$T = \frac{Th * Sh}{\cos \vartheta}$$

4.4 Análisis del plano deslizante crítico

Para determinar de forma apropiada el plano crítico de falla se propone el “método de análisis del plano deslizante” (Sliding Wedge Analysis Method), mediante este proceso encontraremos la fuerza horizontal externa necesaria para mantener la estabilidad de un corte vertical. Para este método suponemos que la superficie de falla se encuentra delante del bulbo de anclaje, por lo que la fuerza requerida será el total de las fuerzas horizontales que los anclajes deberán proveer para la estabilidad del muro.

Para un rango de seguridad superior la resistencia al corte del suelo es disminuida o alterada por un factor de seguridad, lo que se expresa en la siguiente ecuación:

$$\phi_{mod} = \tan^{-1} \frac{\tan \phi}{FS}$$

Para el esfuerzo de la zona empotrada del muro consideramos que se desarrolla a lo largo de esta porción del muro un estado de esfuerzo pasivo en su totalidad.

El rozamiento en el muro y el terreno retenido (δ) se asume igual al ϕ_{mod} , para motivos de cálculo.

Presentadas todas las consideraciones para la correcta aplicación del método, definimos el concepto de “Preq”, la misma que representa todas las fuerzas horizontales externas necesarias para mantener la estabilidad de un corte vertical, siendo más específico “Representa las resistencias combinadas de todas las componentes horizontales de los anclajes ($Th = T * \cos\theta$), y la resistencia que ofrece la porción empotrada del muro”. La resistencia vertical que ejercen los anclajes ($Tv = T * \sin\theta$) son iguales en magnitud pero de sentido contrario a la resistencia vertical que ofrece el muro, esto debe comprobarse evaluando la capacidad axial del muro.

$$P_{req} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{(1 + \varepsilon)^2}{\tan \alpha} - Kp * \varepsilon^2 \left(\sin \delta + \frac{\cos \delta}{\tan(\alpha - \phi)} \right) \right] \tan(\alpha - \phi)$$

Una vez que ya se defina todos los términos, la solución se encuentra de forma iterativa ajustando el ángulo de la superficie de falla hasta encontrar el mayor “Preq”.

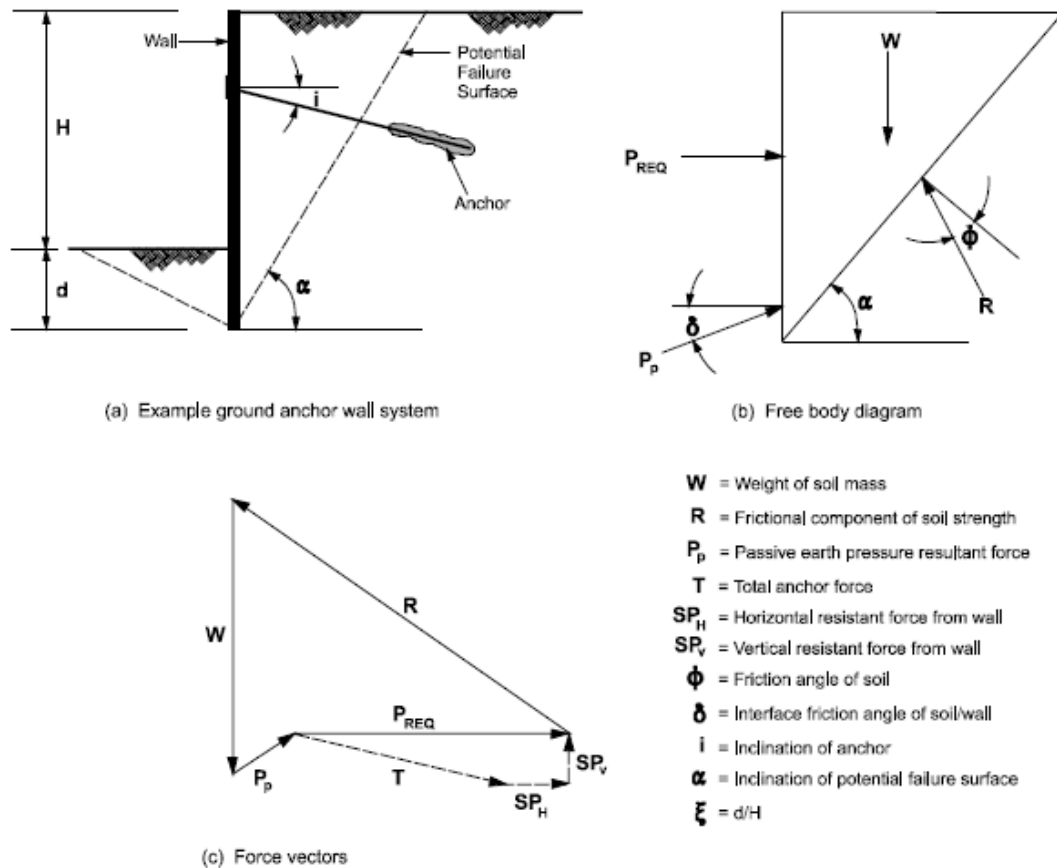


Gráfico 73. Método de análisis del plano deslizante. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)

De esta forma encontramos de manera muy precisa la superficie crítica de falla, a esta porción se la llama coloquialmente como la parte no unida (que se desprende

del talud), y es fundamental definir esta porción del terreno para determinar una posible longitud del anclaje, debido a que la longitud libre del anclaje debe pasar esta porción del terreno para mantener la estabilidad y que el anclaje logre unir esta porción “no unida” con el sector firme del estrato retenido o también llamada “zona de carga”. Esta distancia está definida que debe ser de $H/5$ (H es la altura del muro, total de la excavación) o 1.5m después del plano de falla.

La parte medular de esta sección, es que resulta totalmente valido en el caso de suelos sin cohesión se puede tomar como ángulo del plano crítico de falla como “la cuña activa”, esto es:

$$Cuña\ activa = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

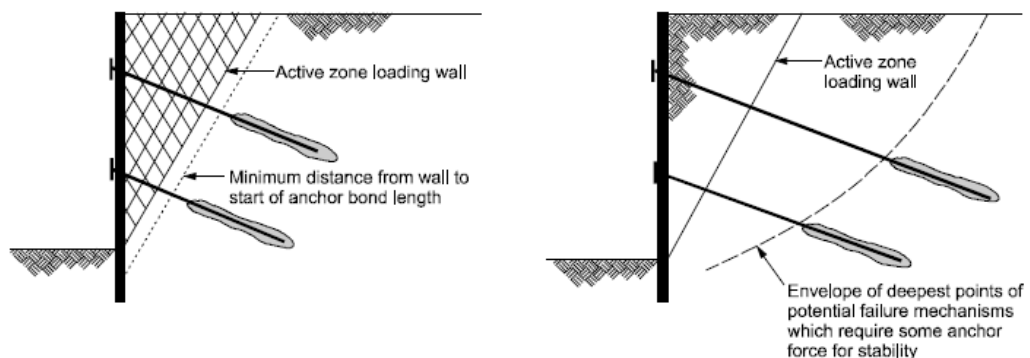


Gráfico 74. Contribución del sistema de anclajes a la estabilidad de un corte vertical.
(Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US
Department of transportation Federal Highway Administration)

4.5 Sobre carga en el terreno retenido

En el capítulo 2 se detalló cómo se considera una carga externa sobre el terreno, la misma que se definió como un diagrama constante a lo largo de la profundidad en análisis siempre y cuando el estrato sea uniforme, esto es claro, pues la expresión para determinar el empuje adicional que provoca una carga externa en la superficie del terreno retenido es:

$$\sigma_h = K * q$$

Donde:

σ_h = Esfuerzo horizontal provocado por la carga “q”

K = Coeficiente apropiado de empuje horizontal de tierra.

q = Carga externa sobre el suelo retenido

Es evidente entonces que el esfuerzo permanecerá constante cuando el estrato sea homogéneo, debido a que el factor “K” es directamente proporcional al ángulo de fricción del suelo (para suelos granulares), lo que modificaría la distribución de la carga en el suelo si el terreno retenido está conformado por varios estratos, obteniendo un “K” para cada uno.

El coeficiente apropiado “K”, se debe a que debemos utilizar el factor necesario para el tipo de análisis que estemos realizando, sea este activo o pasivo.

4.6 Diseño de la longitud libre de anclaje

Esta distancia según estudios de la FHWA nos recomienda que dependiendo del tipo de tendón que se use dependerá de una longitud mínima, esto con el objetivo de minimizar las pérdidas (reducción de la carga) al momento de la transferencia de carga a la estructura, provocadas principalmente por la relajación del acero, el suelo y la cabeza o trabe del anclaje. Así se considera un mínimo de 4.5 metros cuando se usen torones y 3 metros para barras sólidas, que deben cumplir las condiciones de la sección (2.2.2.2).

Estas longitudes mínimas recomendadas pueden aumentar por las siguientes consideraciones:

1. La longitud libre debe pasar la superficie crítica considerada de falla una distancia de 1.5 metros o $H/5$ para que el bulbo se localice en la zona de carga.

2. Se debe alargar hasta que el bulbo llegue a un suelo competente que soporte la transferencia de esfuerzos.
3. La longitud del anclaje debe también asegurar la estabilidad general del sistema.
4. Se debe cuidar también de que no se produzcan deformaciones excesivas a largo plazo.

Resulta conveniente que la zona libre y la zona del bulbo se inyecte o se funda de una sola vez, es decir en un solo proceso. Esto con el objetivo de que en la zona libre se mantenga la estabilidad de la perforación y lograr tener una protección anti-corrosiva uniforme a lo largo de toda la zona libre,

Sin embargo, en el caso de anclajes de gran diámetro donde la longitud libre se extienda hasta justo después del plano de falla considerado se producen esfuerzos significativos en el inicio del bulbo, que causan transferencia de cargas en la columna de lechada justo encima del bulbo (sección que protege de la corrosión a la zona libre), provocando esfuerzos en la sección suelta del volumen de suelo contenido.

Para evitar este problema es necesario que la inyección u hormigonado se realice en dos etapas.

Etapas 1.- Se inyecta el hormigón del bulbo, para luego el anclaje ser probado (tensado).

Etapas 2.- Inyectamos la lechada para cubrir la zona libre del anclaje.

El riesgo que se tiene al momento de realizar la inyección en dos etapas es que, el suelo alrededor de la zona libre se desmorone colapsando parcialmente y así en la etapa dos no se logren una envoltura suficiente ni completa alrededor del tendón para una efectiva protección a la corrosión.

4.7 Diseño del bulbo

En la sección donde se detalló las características y propiedades del bulbo (2.2.2.3), claramente se especifica que el esfuerzo que puede llegar a desarrollar depende de varios factores (diámetro de la perforación, método y calidad de la perforación, presión de la inyección del bulbo, etc.), y así también las tablas que indican los diferentes esfuerzos que se pueden llegar a desarrollar en el suelo son estimaciones de pruebas realizadas en campo.

La responsabilidad principal del diseñador es definir una capacidad de anclaje mínima que se pueda lograr en un tipo de tierra dado. Por lo que el diseño se basará en el anclaje más simple de todos, el modelo será entonces: Un anclaje recto inyectado por gravedad, esto permitirá que en el momento de la construcción o de aprobación del proyecto se utilice otro tipo de anclaje de mayor eficiencia o economía para llegar a las especificaciones presentadas por el diseñador con un cierto nivel de confianza. Además la mayoría de proyectos se han realizado con sistemas de anclajes rectos, diámetros pequeños y bulbos inyectados por gravedad.

Existen características que se han tornado a comunes a lo largo de varios proyectos, que vale la pena mencionar:

- Cargas de diseño entre 260 kN y 1160 kN: Cargas comunes en sistemas de anclajes con diámetros menores a 150 milímetros, para anclas comunes, y de barrenado hueco donde el diámetro oscila los 300 milímetros.
- Longitud total del anclaje entre 9 y 18 metros: Según los requerimientos geotécnicos y geométricos muy pocos anclajes se han visto con longitudes menores a los 9 metros, en parte a que la longitud libre se especifica mínimo de 3 metros para barras y 4.5 para cables.

- **Inclinación común de anclajes comprendida entre 10° y 45°:** Comúnmente se han visto anclajes entre 15 y 30 grados, lo ideal sería que el anclaje este lo más horizontal posible, pero en la realidad nos encontramos con factores que no lo permiten del todo, ya sea el evitar cimentaciones adyacentes, evitar estratos débiles o simplemente alcantarillas o pasos, etc. Otra de las razones es que en inclinaciones menores a los 10° se dificulta el uso de los procesos tradicionales de inyección de lechada (inyección a gravedad).

Cuando vamos a realizar un proyecto en específico, para comenzar con el diseño de los anclajes debemos suponer que se usará la longitud máxima de bulbo que son 12 metros en caso de ser suelo o 7.5 metros en el caso de una roca, si no hay restricciones se comienza con 15° y si tenemos restricciones cambiamos el ángulo a 30° y la longitud del bulbo que se utilizara para el cálculo es la de los 12 metros más 0.6 m hacia la longitud libre, para comenzar con estos diseños preliminares debemos tomar en cuenta que para la profundidad de excavación se logre desarrollar también la longitud libre mínima.

En la sección 2.2.2.3 se mostraron en los gráfico 45, los valores estimados de transferencia de esfuerzo entre el bulbo y el suelo, según correlaciones con los resultados del SPT, para lo cual la carga máxima de diseño de anclaje permitida en el suelo puede determinarse **multiplicando la longitud total del bulbo por la carga de transferencia estimada y dividiéndola por un factor de seguridad de 2,0.**

$$\text{Longitud del bulbo} = \frac{\text{Carga maxima en el anclaje} * F.S.}{\text{Transferencia estimada}}$$

Generalmente la longitud del bulbo se encuentra comprendida entre 4 y 12 metros, en varias pruebas de carga a lo largo de diferentes proyectos, se ha llegado a la conclusión que no existe una considerable transferencia de esfuerzo a partir de los

12 metros de longitud del bulbo, por lo que si con esta gran dimensión de zona anclada se llegue a solucionar los problemas de estabilidad, es posible que este sistema nos sea la solución al proyecto y se deba buscar otras alternativas.

4.8 Espaciamiento requerido entre anclajes

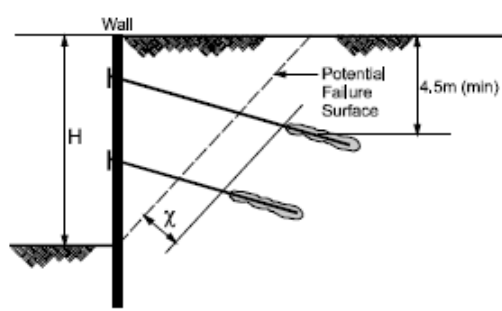
El diseño del anclaje se basa en el área tributaria, basada en la separación vertical y horizontal que contienen los anclajes y de donde calculamos los esfuerzos a las que serán sometidas las estructuras.

La separación horizontal y vertical de los anclajes vararía dependiendo de los requisitos y restricciones propias del proyecto en las que se puede incluir:

- Un sistema muy rígido para calcular deformaciones (pequeñas separaciones entre anclas)
- Las estructuras y/o elementos subterráneos existentes que afectan la ubicación y/o la inclinación de anclajes.
- El tipo de pared que se seleccione para el diseño.

Se recomienda que el bulbo del primer anclaje se ubique al menos a una profundidad de 4.5 metros bajo la superficie, esto con la finalidad de evitar un levantamiento o movimientos en el terreno colindante a consecuencia de los esfuerzos que provoca el anclaje en el suelo.

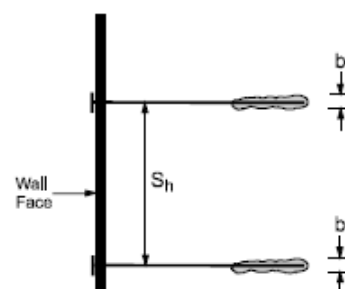
Las distancias verticales bajo el primer anclaje son iguales para que la distribución de momentos sea uniforme en el muro y facilitar el diseño, esta longitud debe ser al menos cuatro veces el diámetro del bulbo de hormigón.



Minimum unbonded length = 3m (bar)
4.5m (strand)

$\chi = 1.5\text{m}$ or $0.2H$, whichever is greater

(a) Wall cross section

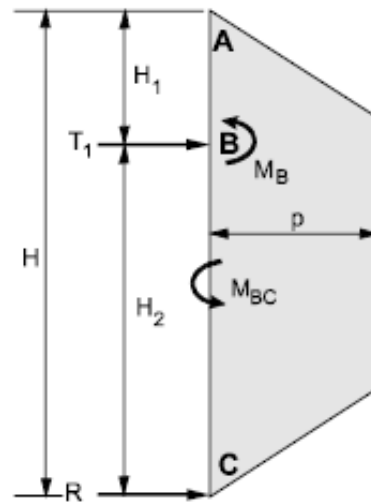


(b) Wall plan view

Gráfico 75. Distancias y separaciones entre anclajes. (Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration)

La separación horizontal que se debe mantener al menos entre anclajes es de 1.2 metros, con el fin de que no exista una superposición del bulbo por desvío en el anclaje y que los esfuerzos no se superpongan.

Para las distancias verticales, podemos hacer uso de la distribución de momentos que se dan en el muro, de esta manera podremos determinar una altura inicial recomendada y a partir de este valor obtener las alturas siguientes. Para esto el gráfico 76 muestra las ecuaciones para el cálculo de momentos en el muro.



$$M_B = \frac{13}{54} H_1^2 p$$

$$T_1 = \frac{(23H^2 - 10HH_1)}{54(H-H_1)} p$$

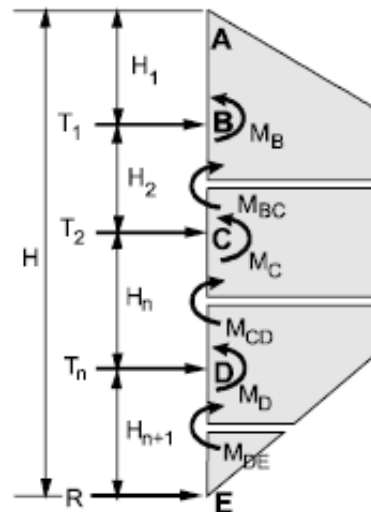
$$R = \frac{2}{3}Hp - T_1$$

Solve for point of zero shear

$$x = \frac{1}{9} \sqrt{(26H^2 - 52HH_1)}$$

$$M_{BC} = Rx - \frac{px^3}{4(H-H_1)}$$

(a) Walls with single level of ground anchors



$$M_B = \frac{13}{54} H_1^2 p$$

$$T_1 = \left(\frac{2}{3} H_1 + \frac{H_2}{2} \right) p$$

$$T_2 = \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_n}{2} \right) p$$

$$T_n = \left(\frac{H_n}{2} + \frac{23H_{n+1}}{48} \right) p$$

$$R = \left(\frac{3}{16} H_{n+1} \right) p$$

Maximum moment below B = $pL^2/10$
where L is the larger of H_2, H_n, H_{n+1}

(b) Walls with multiple level of ground anchors

Gráfico 76. Momentos que se desarrollan en muro de (a) un solo anclaje, (b) multiples anclajes.
(Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US
Department of transportation Federal Highway Administration).

Para comenzar a determinar las alturas verticales apegados al principio de balance de momentos (aunque no se cumpla del todo), Igualamos los momentos que se producen en B y el máximo momento que se espera se produzca bajo B.

$$\frac{13}{54} * H_1^2 * p = \frac{1}{10} p * H_n^2$$

De esta forma, las alturas estarán dependiendo de la longitud de la primera distancia (muro en voladizo).

$$H_n = \sqrt{\frac{130}{54}} * H_1$$

La altura total del muro debe cumplir con:

$$H = H_1 + H_2 + \dots + H_n$$

Como H_n se define como todas las distancias iguales a partir de la segunda altura, $H_n = H_2 = H_3$, etc. Así todas las alturas estarán relacionadas con la longitud total del muro y la porción en voladizo.

$$H = H_1 + \sqrt{\frac{130}{54}} * H_1 + \sqrt{\frac{130}{54}} * H_1 \dots$$

Una vez que se obtenga la posición de los anclajes, se procederá a calcular los esfuerzos respectivos para cada uno, así como también el diseño y detallamiento del muro, completando así el diseño del sistema de sostenimiento.

(Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration); (Análisis y diseño de muros anclados de hormigón y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos, Tesis, Carlos Ernesto Rosero Freire, Universidad técnica de Ambato). De estas dos fuentes se leyó toda la información y se compilo en el capítulo 4 teoría y ecuaciones

CAPITULO V ESTABILIDAD DEL MURO ANCLADO

Luego del diseño preliminar del sistema anclado, se debe determinar si el diseño cumple con los requisitos de estabilidad interna y externa, para salvaguardar la seguridad de la estructura.

5.1. Estabilidad interna del sistema anclado en condiciones normales.

En el punto 4.4 se especificó el método que para determinar el plano de falla crítico (gráfico 73). Una vez determinado el ángulo se puede calcular la presión aparente de tierra que se produce en el muro, esta presión debe ser contrarrestada con la tensión horizontal que generarán los anclajes.

Se comparan las resultantes de estos dos sistemas de fuerzas, para el cual se deberá tomar el mayor como la fuerza que se utilizará en el diseño. En caso de que la fuerza requerida sea mayor a la que se estableció en los anclajes, la diferencia se la repartirá equitativamente en los anclajes para e esta manera cumplir con la condición de que la resultante sea al menos igual al valor de tensión en el sistema anclado.

$$P_{req} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{(1 + \varepsilon)^2}{\tan \alpha} - K_p * \varepsilon^2 \left(\sin \delta + \frac{\cos \delta}{\tan(\alpha - \phi)} \right) \right] \tan(\alpha - \phi)$$

Donde:

γ = Peso específico del suelo.

H = Altura del muro.

α = Ángulo crítico respecto a la horizontal del plano de falla.

K_p = Factor de empuje pasivo modificado (Gráfico 64).

ε = Relación entre la profundidad de empotrado del muro y la altura total del mismo.

δ =Ángulo de fricción entre el suelo y la superficie del muro.

ϕ =Ángulo de fricción interna del suelo.

Para esto se utilizará la fórmula presentada y se remplazará las variables con los valores modificados para el ángulo de fricción y coeficiente de empuje pasivo (se tomara el valor del ábaco presentado en el gráfico 64), este proceso nos lleva por el lado conservador del diseño, así como también tomaremos como valor del ángulo

de fricción entre el muro y el suelo el mismo valor que el ángulo de fricción modificado del estrato.

5.2. Estabilidad externa del sistema anclado

Para la estabilidad externa nos enfocaremos en un método simplificado que nos ayuda a determinar la estabilidad del sistema anclado, debido a la complejidad que este puede llegar a tener. La estabilidad externa se focaliza en el equilibrio que debe llegar a tener la masa de suelo que contiene al muro, analizando las superficies de falla que se puede llegar a tener la masa de suelo.

El objetivo que debe cumplir un sistema anclado para tener estabilidad externa es que sus anclajes superen la superficie de falla extrema que se puede llegar a desarrollar, por lo que la solución se centra en la longitud adecuada de los anclajes que mantenga unida la porción de suelo retenida con la porción “firme” del suelo y así lograr un factor de seguridad admisible.

Caquot y Kerisel, nos plantean una solución práctica, para determinar un equilibrio y así evitar la “movilización” de la masa de suelo.

La cuña de falla crítica asumida debe pasar por la parte inferior de la sección empotrada del muro y a dos tercios desde el inicio del bulbo de hormigón, la condición de equilibrio que se debe cumplir es la siguiente:

$$(1 + \xi + \lambda)X - K_{pmob}\xi^2 \sin(\delta mob) + \frac{K_{pmob}\xi^2 \cos(\delta mob) - K_{Amob}\lambda^2}{\tan(\phi_{mob} - \alpha)} \approx 0$$

Donde:

ξ = Relación entre la sección empotrada del muro y la altura total del suelo (muro más suelo equivalente a sobrecarga).

$$\xi = d/(H + n)$$

$n = \frac{qs}{\gamma}$ Altura equivalente de suelo por sobrecarga.

λ = Parámetros de relación de distancias.

$$\lambda = y/(H + n)$$

K_{pmob} = Factor de empuje pasivo, se obtiene del ábaco (gráfico 64).

K_{Amob} = Factor de empuje activo, se encuentra del ábaco (gráfico 64).

δ_{mob} = Ángulo de fricción entre el muro y el suelo.

ϕ_{mob} = Ángulo de fricción interna del suelo.

α = Ángulo de inclinación de la falla.

$$X = x/(H + n)$$

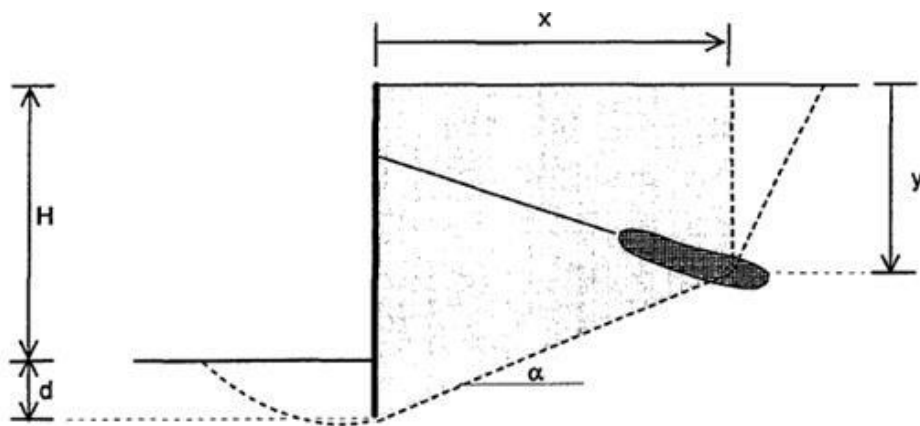


Gráfico 77. Cuña de falla externa en condiciones sísmicas. (Análisis y diseño de muros anclados de hormigón y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos, Tesis, Carlos Ernesto Rosero Freire, Universidad técnica de Ambato).

$$x = \left(Lt - \frac{S_H}{3} \right) \cos \theta$$

$$y = \left(Lt - \frac{S_H}{3} \right) \sin \theta + H_1 + n$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H + d + n - y}{x} \right)$$

La solución se da de manera iterativa, hasta llegar a un valor próximo a cero, en donde podamos encontrar un ángulo interno de fricción movilizado que al

relacionarse con el valor del ángulo interno del suelo. Se cumpla con un factor de seguridad de al menos 1.5.

$$FS_e = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_{mob}} \geq 1.5$$

CAPITULO VI ESTABILIDAD DEL SISTEMA ANCLADO EN CONDICIONES SÍSMICAS

Una de las condiciones más importantes en el diseño estructural a considerar siempre, son los efectos sísmicos en la estructura, considerando sobre todo que nuestro país está considerado como un territorio de importante actividad sísmica,

por lo que es una obligación tener en cuenta los efectos que este fenómeno puede llegar a producir.

6.1. Estabilidad interna del muro anclado en condiciones sísmicas

Las condiciones de un movimiento telúrico en una estructura se pueden prever con relativa seguridad gracias a las teorías de Mononobe-Okabe, teorías que fueron desarrolladas a partir de una modificación de lo que planteo Coulomb. Para desarrollar lo planteado por dichos investigadores, el modelo debe reunir varias condiciones como:

- El muro tiene la libertad de moverse lo suficiente como para provocar condiciones de empuje activo.
- No hay presencia de nivel freático en el terreno retenido, además que el suelo debe ser de tipo granular.
- Se considera al muro como un elemento infinitamente rígido.
- El movimiento del terreno por efecto del sismo se lo representa por un conjunto de fuerzas pseudo estáticas, una vertical y una horizontal.

La teoría nos propone una ecuación para representar el empuje total combinado:

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ae} (1 - k_v) \left\{ 1 + \frac{2q_s}{\gamma H} \left[\frac{\cos \theta}{\cos(\beta - \theta)} \right] \right\}$$

Donde:

γ =Peso específico del suelo

H =Altura total del muro

K_{ae} =Coeficiente de empuje de tierra combinado

k_v =Coeficiente vertical sísmico

q_s =Presión de sobrecarga

θ =Ángulo de la carga del muro respecto de la vertical

β =Ángulo de la pendiente del suelo retenido

El empuje total expresado en la ecuación anterior integra a todas las fuerzas de empujes activos y sísmicos que pueden llegar a desarrollarse, por lo que se deduce el empuje provocado por el movimiento sísmico como la diferencia entre el empuje total activo y el empuje activo de tierras.

$$E_{ae} = E_a + E_e$$

$$E_e = E_{ae} - E_a$$

Para el valor del coeficiente combinado (K_{ae}), se relacionan todos los ángulos que intervienen en el cálculo de diseño del sistema anclado mediante la siguiente ecuación:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - w_1 - \theta)}{\cos w_1 * \cos^2 \theta * \cos(\theta + \delta + w_1) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - w_1 - \beta)}{\cos(\delta + \theta + w_1) * \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

Donde:

K_{ae} =Coeficiente de empuje de tierra combinado

θ =Ángulo de la carga del muro respecto de la vertical

β =Ángulo de la pendiente del suelo retenido

δ =Ángulo de fricción entre el suelo y la cara interna del muro, asumimos que es el mismo valor que el ángulo de fricción interna del suelo.

ϕ =Ángulo de fricción interna del muro

w_1 = Ángulo entre coeficientes sísmicos horizontal y vertical

$$w_1 = \tan^{-1} \left| \frac{K_h}{1 - K_v} \right|$$

K_h = Coeficiente horizontal sísmico, este valor se tomará como el valor de “Z” de la zona sísmica que corresponda al lugar donde se realizará el proyecto, este valor

representa la aceleración sísmica en roca, presentadas como una fracción de la aceleración de la gravedad.

K_v = Coeficiente vertical sísmico, en la práctica este valor puede ser ignorado en el diseño de estructuras ancladas debido a que los movimientos verticales no se consideran capaces de aplicar cargas significativas a las anclas.

Para interpretar de manera adecuada la teoría propuesta Mononobe-Okabe, asumimos que la presión que se produciría en el momento del sismo se distribuye de manera uniforme, por lo que es totalmente válido aplicar esta fuerza en un diagrama aparente de presión, dándole el mismo trato, que los diagramas propuestos por Terzaghi. Para esto utilizaremos la siguiente ecuación:

$$Pe = \frac{Ee}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

El empuje desarrollado por sismo, resultaría igual a:

$$E_e = E_{ae} - E_a - E_q - E_{qe}$$

E_a = Empuje activo gravitacional

$$E_a = \frac{1}{2} * \gamma * k_a * H^2$$

E_q =Empuje activo por sobrecarga

$$E_q = q_s * k_a * H$$

E_{qe} =Empuje sobre carga por sismo

$$E_{qe} = q_s * (k_{ae} - k_a) * H$$

Una vez que se tiene el diagrama aparente del empuje que se puede desarrollar al momento del sismo, se determina el esfuerzo mínimo que debe desarrollar el anclaje crítico (el de mayor esfuerzo) para que el muro mantenga su estabilidad, este resultado será comparado con el esfuerzo de diseño que se tenía calculado

previamente, se tomará el mayor de ambos como el tensado de diseño (las ecuaciones que se deben utilizar para calcular estos esfuerzos en los anclajes, en ambos casos son las detalladas en el inciso 4.3).

6.2. Estabilidad externa del muro anclado en condiciones sísmicas

La estabilidad externa de una pared anclada se evalúa realizando un análisis de estabilidad de equilibrio límite pseudoestático del sistema anclado. Las superficies de falla analizadas deben pasar delante del bulbo de los anclajes de tierra y debajo de la parte embebida de la pared.

El análisis pseudoestático proporcionará la ubicación de la superficie o superficies críticas de falla. La ubicación de la superficie de falla crítica se puede usar para verificar la longitud del anclaje de tierra propuesto. La zona de enlace de anclaje debe estar ubicada fuera de la zona activa de Mononobe-Okabe. A medida que aumenta la aceleración, la pendiente de la cuña de fallo activo se aplanan de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\rho_A = (\phi - w_1) + \tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{A(A^2 + 1)(A + B)} - A^2}{1 + B(A^2 + 1)} \right)$$

Donde:

ρ_A = Ángulo de inclinación de la superficie de falla respecto a la horizontal.

ϕ = Ángulo interno de fricción del suelo.

w_1 = Ángulo entre los coeficientes sísmicos.

$$A = \tan(\phi - \beta - w_1)$$

$$B = \tan(\delta + \beta + w_1)$$

Debemos chequear en nuestro diseño que se cumpla esta condición de que la longitud libre al menos llegue al plano de falla definido por el ángulo ρ_A . Si no es así

se debe recalcular las longitudes, esto con el fin de que el muro no falle por un deslizamiento general el talud al momento de un sismo.

(Análisis y diseño de muros anclados de hormigón y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos, Tesis, Carlos Ernesto Rosero Freire, Universidad técnica de Ambato). Se leyó y se compilo la información en los títulos resaltados de amarillo.

CAPITULO VII CÁLCULO DE LA PANTALLA DEL MURO

Para determinar el revestimiento que va a contener el suelo debemos además tomar en cuenta que está sometido a fuerzas de empuje del suelo, punzonamiento de los anclajes, por lo que se consideran todos estos factores para diseñar una pantalla competente que soporte al sistema.

Para la pantalla podemos asumir apoyos simples entre los anclajes, para esto tomaremos los momentos que se desarrollen en ese “espacio”.

Tomando como referencia al momento máximo que se produce en el punto del primer anclaje:

$$M_B = \frac{13}{54} * p * H_1^2$$

Donde:

M_B = Momento máximo a desarrollar.

p = Carga distribuida total.

H_1 = Primera altura de anclajes.

Momento que se desarrolla después del primer anclaje:

$$M_{belowB} = 0.1 * p * L^2$$

Donde:

M_{belowB} = Momento máximo a desarrollar.

p = Carga distribuida total.

L = Longitud definida entre H_2 ; H_n ; H_{n+1} tomando el mayor de ellas.

Momento mayorado por condiciones sísmicas:

Para el momento en condiciones sísmica se aplican factores de mayoración para las cargas que se manifiestan en el sistema anclado, los mismos que son:

$$Mu = 0.1 * (Fa * P + Fs * Ps + Fe * Pe + Fe * Pen) * H_n^2$$

Donde:

F_a =Factor de amplificación de presión activa (1.5)

F_s =Factor de amplificación por sobrecarga (1.5)

F_e =Factor de amplificación sísmica (1.0)

P =Presión aparente del suelo

P_s =Presión por sobrecarga

P_e =Presión sísmica aparente

P_{en} =Presión uniforme en el claro

$$P_{en} = \frac{P_e(H - H_1)}{H}$$

H = Altura del tramo en análisis

H_1 = Altura del primer anclaje

H_n^2 = Altura entre anclajes

Las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes, nos propone cuatro ecuaciones para determinar los momentos que se desarrollan en el muro, para los que interviene el efecto de arco del suelo que se puede dar en la superficie del muro, en tal caso para suelos granulares y donde la pantalla es un elemento continuo con varios apoyos verticales (como es el caso) la ecuación es la misma que se usa para obtener el momento bajo el punto B (M_{belowB}).

Se tomará el momento mayor como el momento de diseño del muro, con estos valores de momentos calculamos el refuerzo de acero, espesor y recubrimiento mínimo.

(Geotechnical Engineering Circular #4, Ground Anchors and Anchored Systems, US Department of transportation Federal Highway Administration); (Análisis y diseño de muros anclados de hormigón y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos, Tesis, Carlos Ernesto Rosero Freire,

Universidad técnica de Ambato); Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD.

7.1. Cálculo del refuerzo de la pantalla

Una vez que tenemos definido el momento máximo que se produce en la sección en análisis, debemos detallar el refuerzo longitudinal y transversal del muro, para lo cual analizamos como si se tratara de una viga de ancho unitario (100cm) y un espesor definido (ACI recomienda un mínimo de 19 cm).

Mediante la ecuación del momento último:

$$Mu = w * f''c * bd^2 * (1 - 0.59w)$$

Del cual despejamos la cuantía de acero necesaria para resistir el momento último:

$$w = \rho * \frac{fy}{f''c}$$

El valor de (ρ) debe estar entre los siguientes límites:

$$\rho_{min} = \frac{0.25 * \sqrt{f''c}}{fy}$$

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b = 0.75 \left[0.85 \beta_1 \frac{f''c}{fy} \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \right]$$

Así definimos nuestro porcentaje de acero (ρ) según la sección de hormigón establecida, y definimos el área de acero requerido.

$$As_{req} = \rho * b * d$$

La longitud “d” es el resultado del espesor del muro menos el recubrimiento mínimo (5 cm).

Escogemos el diámetro de varilla que más nos convenga y determinamos el área de acero que va a ser colocado (As_{pro}) teniendo este que ser mayor al área requerida establecida anteriormente.

Para la separación y colocación de las varillas nos basamos en la siguiente ecuación:

$$S = \frac{As_{pro} * b}{As_{req}}$$

Con esto determinamos el refuerzo vertical del muro, para establecer el refuerzo en dirección horizontal debemos seguir los mismos pasos detallados anteriormente, pero el cálculo del momento no se realiza con la altura “H” separación vertical entre anclajes, sino con la longitud “ S_H ” que es la separación horizontal de los anclajes, tomando la franja horizontal para definir el refuerzo en esta dirección.

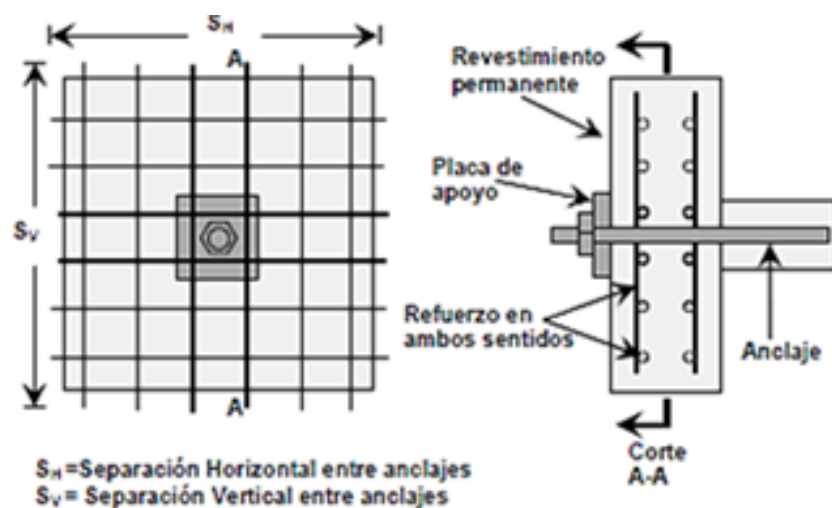


Gráfico 78. Detalle del armado del muro. (Análisis y diseño de muros anclados de hormigón y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos, Tesis, Carlos Ernesto Rosero Freire, Universidad técnica de Ambato);

Las buenas prácticas de ingeniería nos recomiendan que el refuerzo debe ser colocado en ambas caras del muro, debido a que se puede presentar inversión de los momentos que la pantalla debe resistir.

CAPITULO VIII AUTOMATIZACIÓN DEL DISEÑO MEDIANTE EL USO DE HOJAS DE CÁLCULO.

Toda la teoría y ecuaciones que han sido compiladas en los capítulos anteriores de una u otra manera nos han ayudado a entender el comportamiento de los suelos frente a una excavación o corte de talud, así como también el cálculo y diseño de estructuras que evitan el colapso del mismo y brindan seguridad a los usuarios y/o beneficiarios.

Utilizando hojas electrónicas de cálculo (Microsoft EXCEL), se ha programado un diseño completo para muros anclados, en donde se han tomado todas las consideraciones especificadas por la AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD y el U.S. Department of Transportation Federal Highway administration, lo que nos garantiza que tras el cálculo y el proceso utilizado existe años de investigación, a los cuales debemos seguir, más aun entendiendo que en nuestro país no existe normativas para este tipo de estructuras.

A continuación se presentará como se debe ingresar e interpretar los resultados que nos presenta el archivo de hojas de cálculo, el mismo que será una guía para el diseño, más no reemplaza al buen criterio y experiencia de un ingeniero competente, el cual deberá abalar y/o modificar el diseño que nos presente el programa.

8.1. *Ingreso de datos*

Para cualquier proyecto de ingeniería civil, es fundamental conocer las características del espacio físico en donde se realizara la construcción. Un estudio de suelos es necesario para comenzar a caracterizar y prever el comportamiento

que el material puede tener frente a una obra de estabilidad de taludes, lo que puede ser para carreteras, edificios, caminos, etc.

Para que se pueda aplicar el método de diagramas aparentes de empuje de tierras es necesario que además de conocer las características físicas y mecánicas del suelo debemos también tener un pre-diseño que en el cual interpretemos la profundidad de excavación y un numero de anclajes.

En todas las hojas del libro que componen el diseño, las celdas en las que el usuario interactúa con el programa para el ingreso de datos están identificadas de color azul.

Pre-diseño de la geometría					
		Recomendado		Adoptado	
Altura de excavación (H)	10 m	H1	1.77	H1	1.75
Numero de anclajes (n+1)	4	Hn	2.74	Hn	2.75
Datos generales		10			
Geometría		Información del suelo			
Altura de excavacion (H)	10 m	ϕ	30°		
Número de anclajes (n)	4	k_a	0.333		
Espaciamientos (s)	2 m	γ	19 kN/m3		
Inclinación del anclaje (θ)	15°	Transferencia estimada	Arena y limos.-Media	100 kN/m	
Factor de seguridad (Fs)	2				

Gráfico 79. Presentación e ingreso de datos.

Ingresamos entonces en los espacios azules los datos que nos pide el programa.

Primero ingresaremos la altura de excavación y el número de anclajes incluyendo la reacción del suelo, por lo que se identifica la celda como (n+1), el programa tomara estos datos para recomendarnos una altura para el primer anclaje y una altura común para el resto de anclajes, estos datos intentan que la distribución de presiones y momentos en el sistema anclado se distribuyan de manera uniforme. Siguiendo la recomendación colocamos en las celdas de H1 y Hn los valores de altura que vayamos a adoptar.

Pre-diseño de la geometría	
Altura de excavación (H)	10 m
Numero de anclajes (n+1)	4
Datos generales	
Geometría	

Número de anclajes
Ingrese el número de anclajes (incluye reacción pasiva del suelo)

Gráfico 80. Comentario en el ingreso de número de anclajes.

En la sección “geometría” ingresamos los diferentes datos que nos faltan acerca del diseño de anclajes como el espaciamiento horizontal, el ángulo de inclinación además del factor de seguridad con el que se calculará la longitud del bulbo de hormigón de los anclajes.

“Información del suelo”, son las propiedades que obtuvimos de los ensayos del terreno como el ángulo de fricción, el peso específico, además podemos seleccionar de una lista desplegable el tipo de suelo y relativa densidad determinada por el SPT, automáticamente al momento de seleccionar el suelo el programa nos arrojará un valor estimado de transferencia que se puede generar con la longitud anclada.

Información del suelo		
φ	30	^o
k_a	0.333	
γ	19	kN/m ³
Transferencia estimada	Arena y limos.-Media	100 kN/m
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"> Tipo de suelo Seleccionar el tipo de suelo </div>		

Gráfico 81. Selección del tipo y estado del suelo (comentario).

Información del suelo		
φ	30	^o
k_a	0.333	
γ	19	kN/m ³
Transferencia estimada	Arena y limos.-Media	100 kN/m
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"> Arena .-Media Arena .-Suelta Arena y grava.-Densa Arena y grava.-Media Arena y grava.-Suelta Arena y limos.-Densa Arena y limos.-Media Arena y limos.-Suelta </div>		

Gráfico 82. Selección del tipo y estado del suelo.

8.2. Plano de falla y longitud de los anclajes

Los datos ingresados y nos permiten determinar la superficie de falla. Se define la cuña de falla mediante los parámetros modificados, en donde ya intervino el factor

de seguridad ingresado en la sección “geometría”, así la hoja de cálculo nos muestra los valores con los que graficará los planos de falla.

Cálculos de longitudes de anclajes			
φ mod		16°	
Angulo de falla		53°	respecto a la horizontal

Gráfico 83. Ángulo modificado de fricción, y superficie de falla.

Con la cuña de falla determinada y cumpliendo con que la longitud libre del anclaje debe llegar al menos hasta la superficie del plano de falla, por tanto se puede definir una primera longitud de anclajes.

Longitud libre calculada (LI) (para el anclaje mas largo)	
LI=	5.35
Distancia extra (X')=	2
LI+X'=	7.35

Nota: Se recomienda utilizar la misma longitud para todos los anclajes, y el mismo diámetro.

Gráfico 84. Distancia libre del anclaje.

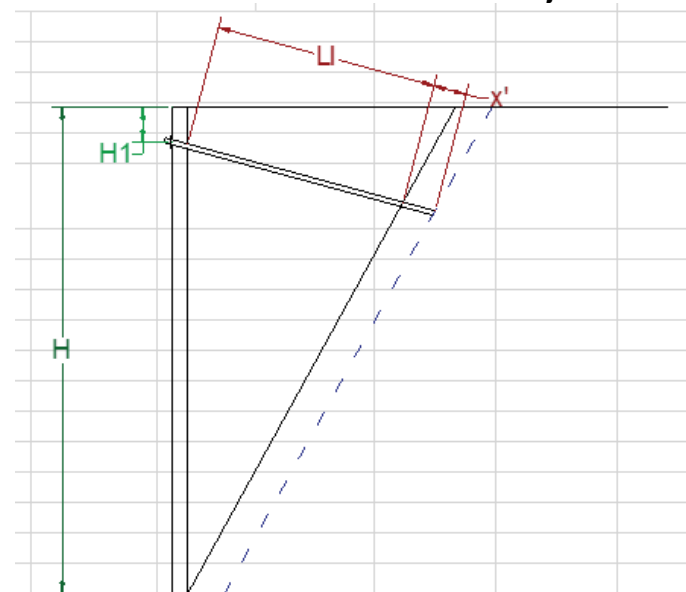


Gráfico 85. Representación de la distancia libre del anclaje.

Anclaje	X1	X2	Y1	Y2	Ll
1	0	7.15	8.25	6.33	7.4
2	0	5.75	5.5	3.96	5.95
3	0	4	2.75	1.68	4.14
4	0	0	0	0	0

Tabla 1


Altura del suelo bajo el primer anclaje  3.65

Gráfico 86. Tabla 1, modificación de longitudes libres de los diferentes anclajes.

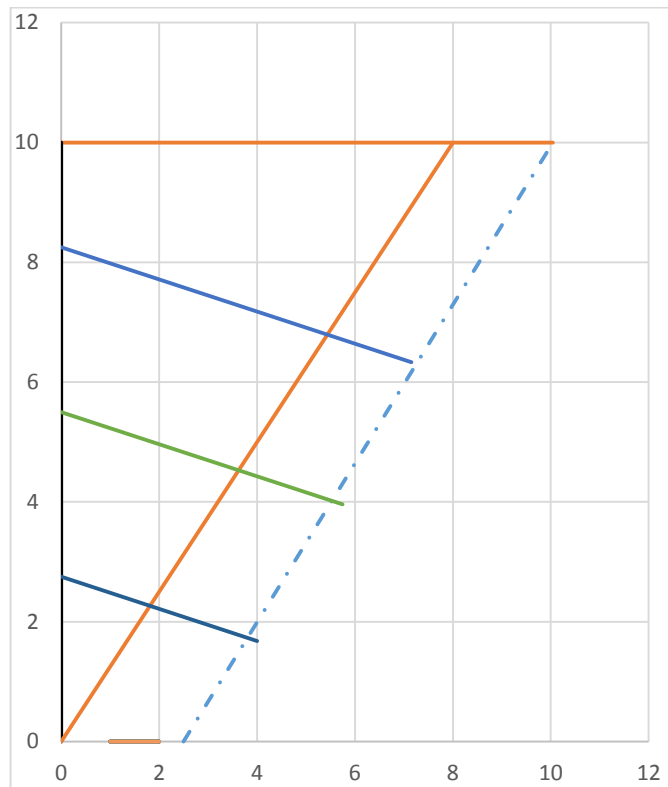


Gráfico 87. Representación del suelo, plano de falla y anclajes.

El gráfico de esta sección nos mostrara como la longitud de los anclajes se van modificando según nuestra conveniencia, también nos da una idea clara de la geometría de los anclajes, el muro y del terreno.

La porción en azul de la “Tabla 1” es la que podemos modificar sienta esta las abscisas de los anclajes, y mostrándonos la longitud total que desarrollan.

8.3. Cálculo de los diagramas de presiones

Para definir los diagramas aparentes de presiones debemos identificar los anclajes y las alturas que corresponden a cada uno de ellos y así ya se calculan la fuerza “P” que se genera en el diagrama. En esta sección también colocamos la sobre carga que se está o se generará en el terreno retenido.

Cálculos de los diagramas aparente de presiones			
Presiones aparentes de tierra		Presión de tierra por sobrecarga	
H=	10	q=	30 kN/m ²
H1=	1.75		
H2=	2.75		
H3=	2.75		
H4=	2.75		
H5=	0		
H6=	0		
H7=	0		
H8=	0		
H9=	0		
H10=	0		
P=	48.38 kN/m ²	ps=	9.99 kN/m ²

“P” y “ps” se generan automáticamente, en esta sección solo ingresamos la sobrecarga por unidad de longitud en el terreno retenido.

Cálculo de carga horizontal en cada anclaje		
Anclajes	Carga	Unidad
Th1	154.18	kN/m
Th2	160.52	kN/m
Th3	157.75	kN/m
R	38.68	kN/m
Momento flector en B	50.97	kNm/m
Momento máximo bajo el punto B	44.14	kNm/m

El programa mostrará automáticamente el esfuerzo horizontal en cada anclaje y la reacción que el suelo debe generar en la porción empotrada del muro.

Además de esto también se calcularán los momentos que se desarrollan en el muro, como son el momento en “B”, es decir, el momento que se produce en el punto del primer anclaje y el máximo momento que se llega a desarrollar bajo el punto “B”.

8.4. Carga de diseño de los anclajes y longitud del bulbo

En este segmento del programa, la hoja de cálculo determina la carga de diseño de los anclajes, esto quiere decir la carga necesaria para que la reacción horizontal encontrada en la anterior sección se produzca y también ya se toma en consideración la separación horizontal entre anclajes.

Con la tensión de diseño presentada, la que es la tensión real que recibirá el anclaje, se obtiene la longitud del bulbo de hormigón, que transferirá la carga de los anclajes a la parte competente del suelo, para determinar esta longitud de concreto nos regimos al factor de seguridad insertado en la primera sección del programa y la clasificación del suelo y densidad nos presentó la capacidad del estrato a la transferencia de esfuerzos.

Resumen del sistema de anclajes					
Anclaje	Carga horiz. KN	Carga total kN	Long. libre m	Long. Bulbo m	Ángulo °
T1	308.36	319.2	7.35	6.65	15
T2	321.04	332.4	7.35	6.65	15
T3	315.5	326.6	7.35	6.65	15
R	77.36	77.36	0	0	0

Gráfico 92. Resumen del diseño del sistema de estabilización de taludes.

8.5. Estabilidad del sistema anclado

Una vez culminado el diseño principal de los anclajes, es necesario probar si el diseño es suficiente como para guardar la seguridad del talud, es decir si localmente y exteriormente los anclajes soportan estas posibles fallas que se pueden dar a lo largo del tiempo. El análisis se lo hace en situaciones normales y sísmicas, para abarcar todas las posibilidades de fallas.

8.5.1. Estabilidad interna en condiciones normales

Estabilidad interna del sistema de anclajes					
$P_{req} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{(1 + \varepsilon)^2}{\tan \alpha} - K p * \varepsilon^2 \left(\sin \delta + \frac{\cos \delta}{\tan(\alpha - \phi)} \right) \right] \tan(\alpha - \phi)$					
Pcal=	511.13	kN/m			
α	0.925	rad			
ε	0.12				
δ	0.279	rad			
ϕ	0.279	rad			
θ	0	rad			
θ/ϕ	0				
kpmod	2.4	(ábaco)			
Preq=	638.66	kN/m			
Preq-Pcal=	128	kN/m			
(Preq-Pcal)*s:	256	kN			
Pcorregida=	639.13	kN/m			

Gráfico 93. Análisis de estabilidad interna del sistema anclado.

La sección del programa que analiza la estabilidad compara la fuerza necesaria para evitar un deslizamiento del muro, con la reacción horizontal que generan los anclajes y la porción empotrada del suelo. “Preq” vs “Pcal”, en caso de que la fuerza desarrollada por los anclajes, tomaremos la diferencia que existe y se repartirá ponderalmente a cada anclaje, esto debido a que ya estamos trabajando con el ángulo de deslizamiento crítico en el que se basa esta teoría.

Corrección por estabilidad interna							
Anclaje	Carga horiz. KN	Aumento kN	horiz. Corre kN	Carga total kN	Long. libre m	Long. Bulbo m	Ángulo °
T1	308.36	77.22	385.58	399.18	7.35	7.98	15
T2	321.04	80.4	401.44	415.6	7.35	8.31	15
T3	315.5	79.01	394.51	408.43	7.35	8.17	15
R	77.36	19.37	96.73	100.14	0	0	0
Total	1022.26		1278.26				

Gráfico 94. Resumen de corrección en el tensado de los anclajes por estabilidad interna.
De esta manera encontramos equilibrio local en el sistema anclado y la real y necesaria presión que deben tener los anclajes.

8.5.2. Estabilidad externa del muro en condiciones normales

Este tipo de estabilidad se enfoca en una posible rotación o falla general del sistema de anclaje, por lo que los anclajes deben extenderse o modificarse para poder alcanzar un factor admisible de 1.5.

Estabilidad externa del sistema de anclajes					
Longitud total del anclaje	Lt=	19	m	Lt calculada=	14
Suelo equivalente por sobrecarga	n=	1.58	m		
Distancia horizontal hasta el bulbo	x=	16.21	m		
Distancia vertical hasta el bulbo	y=	7.67	m		
Ángulo de inclinación de falla	α	17.5			
	X=	1.4			
Parametros de relacion de distancias	λ	0.66			
	ε	0.1			
$(1 + \xi + \lambda)X - K_{Pmob}\xi^2 \sin(\delta_{mob}) + \frac{K_{Pmob}\xi^2 \cos(\delta_{mob}) - K_{Amob}\lambda^2}{\tan(\phi_{mob} - \alpha)} \approx 0$					

Gráfico 95. Análisis de estabilidad externa del muro anclado.

Se modifica la longitud total del anclaje hasta llegar a cumplir la condición que propone la ecuación.

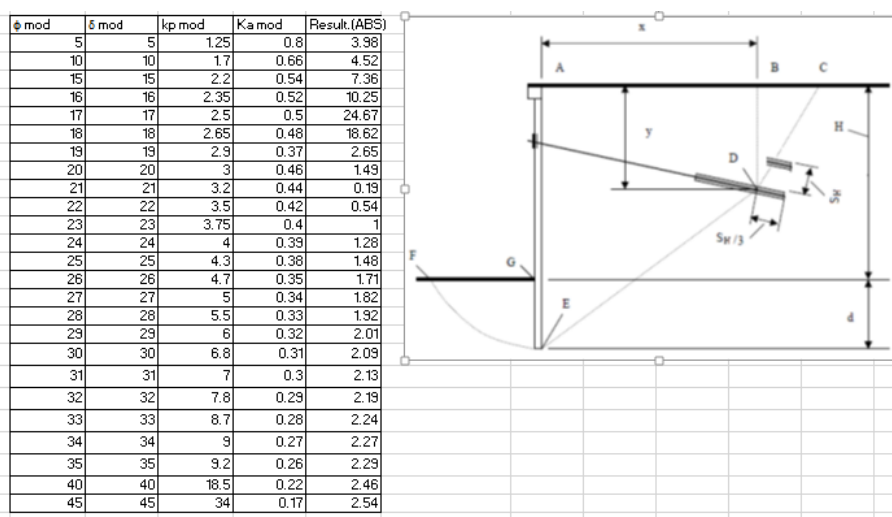


Gráfico 96. Representación del análisis del plano de falla para la estabilidad externa en un muro anclado.

El programa calcula la ecuación para los diferentes ángulos y factores de empuje pasivo y activo del ábaco propuesto en el gráfico 64.



ϕ mod	21				
ϕ	30				
FS=		1.5	(Para estabilidad general se puede tomar 1.5 como FS)		
Longitudes libre, bulbo y profundidad son:					
			LI=		10.69
			Lb=		8.31
			z=		4.52

Gráfico 97. Comparación del ángulo modificado y el ángulo real del suelo que garantice la seguridad del sistema.

Seleccionamos el ángulo modificado que llegue a cumplir con el factor de seguridad de al menos 1.5.

8.5.3. Estabilidad interna del sistema anclado en condiciones sísmicas.

En esta sección del programa solo debemos ingresar la zona sísmica del Ecuador en la que nos encontremos, y el programa se encargará de calcular el esfuerzo sísmico que al menos deben cumplir los anclajes, se demostrará si el diseño previo pasa o no mediante una señal sanforizada.

Estabilidad interna del muro en condiciones sísmicas				
Coeficiente sísmico vertical		Kv=	0	
Coeficiente sísmico horizontal		Kh=	IV	0.35
Ángulo entre coeficientes sísmicos		w=	0.3367	19.291489
Ángulo de fricción del suelo		φ	30	0.5236
Ángulo de fricción suelo-muro		δ	0	0
Coeficiente activo		Ka=	0.333	
Coeficiente combinado		Kae=	0.628	
Presión de tierra:				
Activo		Ea=	316.35	kN/m
Sobre carga		Eq=	99.9	kN/m
Sobrecarga por sismo		Eqe=	88.5	kN/m
Combinado		Eae=	785	kN/m
Empuje sísmico		Ee=	280.25	kN/m
Empuje sísmico aparente		Pe=	29.5	kN/m ²
Tensión producida en el anclaje		Ths=	81.13	kN/m
Tensión de diseño		Tn=	167.98	kN
Tensión de diseño		Td=	● 415.6	kN

Gráfico 98. Resumen del comparativo sísmico para estabilidad interna.

8.5.4. Estabilidad externa del sistema anclado en condiciones sísmicas

Como se trató en el análisis externo en situaciones normales, de igual manera esta sección está llamada a modificar la longitud de los anclajes. En este análisis identificamos el ángulo del posible plano de falla que se puede generar en estas condiciones, mientras mayor sea el riesgo sísmico la tendencia es que el plano de falla se vaya aplanando.

Estabilidad externa del muro en condiciones sísmicas						
$\rho_A = (\phi - \omega_1) + \tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{A(A^2 + 1)(A + B)} - A^2}{1 + B(A^2 + 1)} \right)$				A=	0.1891	10.834632
				B=	0.3367	19.291489
				pA=	0.3768	21.58905
				Ll=	12.87	
				Lln=	8.58	
Iniciales			Finales			Definitivas
Ll=	10.69		Ll=	12.87	Ll=	12.87
Lb=	8.31		Lb=	8.31	Lb=	8.31
z=	4.52		z=	5.08	z=	5.08

Solo se especifica para el primer anclaje, las demas se pueden ir reduciendo siempre y cuando cumplan con las

Gráfico 99. Resumen del comparativo sísmico para estabilidad externa.

La hoja de cálculo nos presenta la corrección para el primer anclaje, es decir para el más largo. Se puede adoptar esta distancia para todos los anclajes o también tenemos la opción del gráfico adjunto en esta sección, que nos permite observar el plano de falla generado por el ángulo ρ_A , este gráfico puede ser modificado (longitud de los anclajes), mediante la “TABLA 1” en la sección (cálculo longitud de anclajes) segunda sección de la primera hoja del libro.

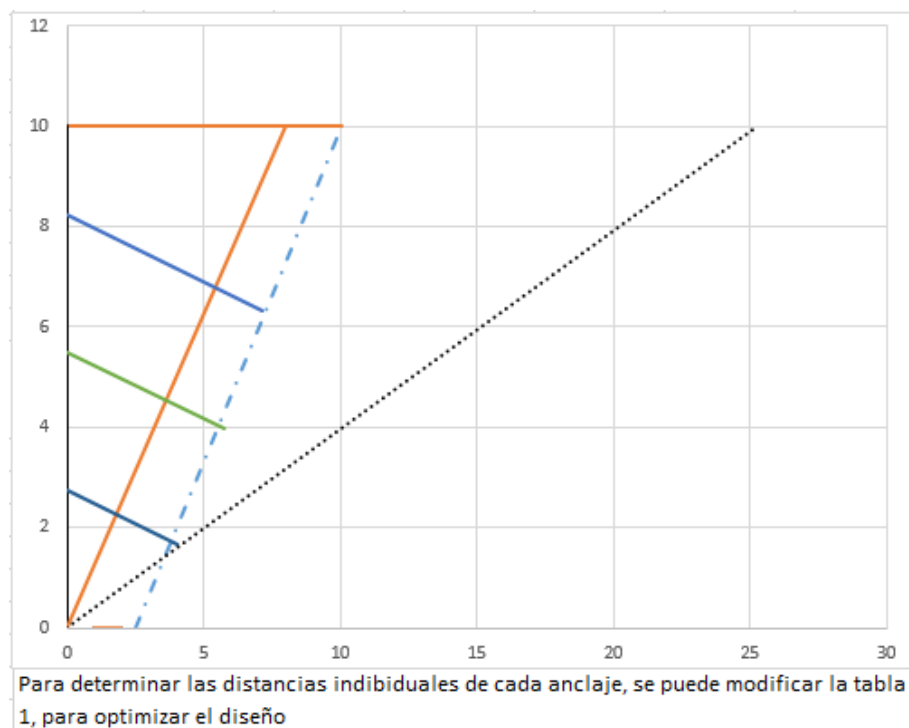
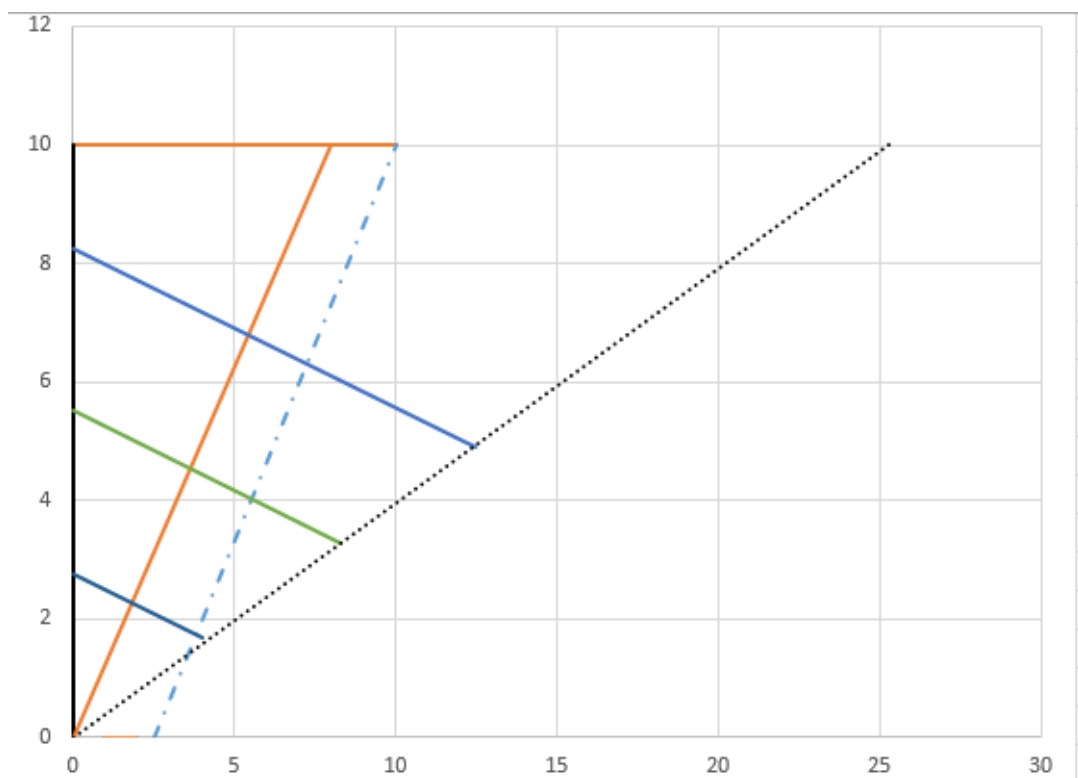


Gráfico 100. Representación del nuevo plano de falla en condiciones sísmicas.
Se puede ir modificando las longitudes para optimizar el diseño, sin embargo en la hoja de presentación del diseño, se mostrará la distancia más larga de los anclajes.

Anclaje	X1	X2	Y1	Y2	Ll
1	0	12.5	8.25	4.9	12.94
2	0	8.3	5.5	3.28	8.59
3	0	4	2.75	1.68	4.14
4	0	0	0	0	0

Tabla 1

Gráfico 101. Tabla 1, donde se modifican nuevamente las longitudes para cumplir con la seguridad.



Para determinar las distancias individuales de cada anclaje, se puede modificar la tabla 1, para optimizar el diseño

Gráfico 102. Detalle de los anclajes y el nuevo plano de falla por riesgo sísmico.

De esta manera podemos ir cambiando la longitud de los anclajes según sea necesario, siempre y cuando se mantenga el concepto que se ha usado a lo largo del programa para garantizar la estabilidad y seguridad del sistema.

8.6. Área de refuerzo de los anclajes

La sección de las hojas de cálculo donde, se calculan las áreas transversales de acero necesario para soportar la atención en los anclajes.

A esta altura del diseño, tenemos dos opciones: usar barras o torones, para los que tenemos las dos posibilidades en el programa.

Áreas de refuerzo de los anclajes					
Carga de diseño para los anclajes			T=	415.6	kN
Propiedades del acero					
	E=	200000	Mpa		

Gráfico 103. Fuerza (tensión) para calcular la cantidad de acero en los anclajes.
Trabajando con la tensión máxima de diseño, se presenta la tabla para el cálculo de acero:

Barra:								
	Grado del acero	Diametro	Esfuerzo último	Área nominal de la sección	Carga última	80%	70%	60%
	Ksi	mm	N/mm2	mm2	kN	kN	kN	kN
	150	32	1035	806	834	667	584	500
			$As = \frac{T}{0.6f'y}$	0.8312 →				1 Barra
Torón:								
	# DE CABLES DE 15mm de diámetro	Diámetro nominal	Área nominal de la sección	Esfuerzo último	Carga última	80%	70%	60%
		mm	mm2	N/mm2	kN	kN	kN	kN
	3	45	420	1860	781	625	547	469
			$As = \frac{T}{0.6f'y}$	0.8861407 →				1 Cables

Gráfico 104. Esfuerzos en cada estilo de anclaje (Torón, Barra).

En el caso de barras de acero, debemos seleccionar uno de los grados que la norma nos permite, y a continuación un diámetro de conveniencia, para lo cual la hoja de cálculo nos muestra el número de barras necesarias para cumplir con la fuerza de tesado.

Barra:								
	Grado del acero	Diametro	Esfuerzo último	Área nominal de la sección	Carga última	80%	70%	60%
	Ksi	mm	N/mm2	mm2	kN	kN	kN	kN
	150	32	1035	806	834	667	584	500
	Seleccione el grado Grado del acero.							
			$As = \frac{T}{0.6f'y}$	0.8312 →				1 Barra

Barra:								
	Grado del acero	Diametro	Esfuerzo último	Área nominal de la sección	Carga última	80%	70%	60%
	Ksi	mm	N/mm2	mm2	kN	kN	kN	kN
	150	32	1035	806	834	667	584	500
	150 160	Seleccione el grado Grado del acero.						
			$As = \frac{T}{0.6f'y}$	0.8312 →				1 Barra

Barra:								
	Grado del acero	Diametro	Esfuerzo último	Área nominal de la sección	Carga última	80%	70%	60%
	Ksi	mm	N/mm2	mm2	kN	kN	kN	kN
	150	32	1035	806	834	667	584	500
		15 20 26 32 36 46 65						
			$= \frac{T}{0.6f_y}$	0.8312	→		1 Barra	

Gráfico 105. Proceso de selección de barras de acero.

De la misma manera, para los torones como recomendación de normas internacionales nos propone usar cables de 15mm, entonces es esta tabla vamos a seleccionar el número de cables que cumplan con el esfuerzo de tención.

Torón:								
	# DE CABLES DE 15mm de diámetro	Diámetro nominal mm	Área nominal de la sección mm2	Esfuerzo Último N/mm2	Carga Última kN	80% kN	70% kN	60% kN
	3	45	420	1860	781	625	547	469
			$As = \frac{T}{0.6f_y}$	0.88614072	→		1 Cables	
Torón:								
	# DE CABLES DE 15mm de diámetro	Diámetro nominal mm	Área nominal de la sección mm2	Esfuerzo Último N/mm2	Carga Última kN	80% kN	70% kN	60% kN
	3	45	420	1860	781	625	547	469
			$= \frac{T}{0.6f_y}$	0.88614072	→		1 Cables	
Torón:								
	# DE CABLES DE 15mm de diámetro	Diámetro nominal mm	Área nominal de la sección mm2	Esfuerzo Último N/mm2	Carga Última kN	80% kN	70% kN	60% kN
	3	45	420	1860	781	625	547	469
	3 4 5 7 9 12 15 19	de cables: cantidad de 15mm	$= \frac{T}{0.6f_y}$	0.88614072	→		1 Cables	

Gráfico 106. Proceso de selección de torón de acero.

En ambos casos, el esfuerzo de diseño al que debe trabajar el acero en los anclajes es el sesenta por ciento del esfuerzo último.

8.7. Cálculo de la pantalla de hormigón

En la primera sección del cálculo del refuerzo nos aparecen las fuerzas y factores que van a intervenir en el diseño del muro. Aquí ingresaremos (en los espacios azules) las propiedades de los materiales, resistencia a la compresión del hormigón y fluencia del acero.

Cálculo de la pantalla del hormigón				
Factor de amplificación de presión activa	Fa=	1.5		
Factor de amplificación por sobrecarga	Fs=	1.5		
Factor de amplificación sísmica	Fe=	1		
Presión aparente del suelo	P=	48.38 kN/m		
Presión por sobrecarga	ps=	9.99 kN/m		
Presión sísmica aparente	Pe=	29.5 kN/m		
Presión uniforme en el claro	Pen=	24.34 kN/m		
Resistencia del hormigón	f'c=	24 MPa		
Fluencia del acero de refuerzo	fy=	420 MPa		
	β_1 =	0.85		

Gráfico 107. Sección de identificación de propiedades para el muro de hormigón.

El programa separa el diseño del refuerzo en dos partes, el vertical y horizontal, para el cual se especifica las diferentes magnitudes de momento que intervienen. Se efectúa un análisis de momentos, para el diseño vertical tomando el mayor como el momento de diseño último.

Cálculo de momentos (eje vertical)				
MB	50.97 kNm			
MbelowB	44.14 kNm			
Mmayoradc	106.93 kNm			
Mayor momento calculado	Mu=	106.93 kNm		
Cálculo del refuerzo vertical (considerando 1m de ancho)				
Ancho de la franja considerada	b=	100 cm		
Espesor del muro	tf=	25 cm		
Recubrimiento	r=	5 cm		
Distancia efectiva del muro	de=	20 cm		
Cuantía de refuerzo	w=	0.132		
Porcentaje de acero	p=	0.008		
Porcentaje de acero mínimo	pmin=	0.003		
Porcentaje de acero máximo	pmax=	0.018		
Área de acero a usar	As req=	16 cm ²		
Diámetro de barilla	D=	16 mm	2.010619	
Número de barillas	#=	8		
Área de acero propuesta	As pro=	16.08		
Separación del refuerzo	S=	13 cm		

Gráfico 108. Momentos para diseño vertical del muro.

En los espacios de azul ingresamos y vamos tanteando un espesor adecuado de la pantalla, también ingresamos el recubrimiento.

La ecuación del momento último se resuelve automáticamente en la casilla roja, en donde nos mostrará dos valores de "w" lo que sería la cuantía de hormigón que deberíamos usar, tomaremos el valor correcto (positivo y menor a uno) para ingresar en el espacio azul correspondiente a "w", automáticamente se calcula el valor de " ρ " y este debe estar entre los valores máximos y mínimos que se muestran en la tabla, si esto no se cumple tendremos que ir variando el espesor del muro.

a=	0.5864
b=	-0.96
c=	0.10693
w1=	1.575053
w2=	0.119862

Gráfico 109. Resolución de la ecuación de momento, para diseño vertical.

De igual forma se procede con el refuerzo horizontal, para el cual ya se calcula automáticamente el momento que se produce en el espaciamiento entre anclajes y realizamos el mismo orden lógico que se planteó para el refuerzo vertical.



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL

REPORTE DEL CÁLCULO DEL MURO ANCLADO

REALIZADO POR: Johnny Vizuite

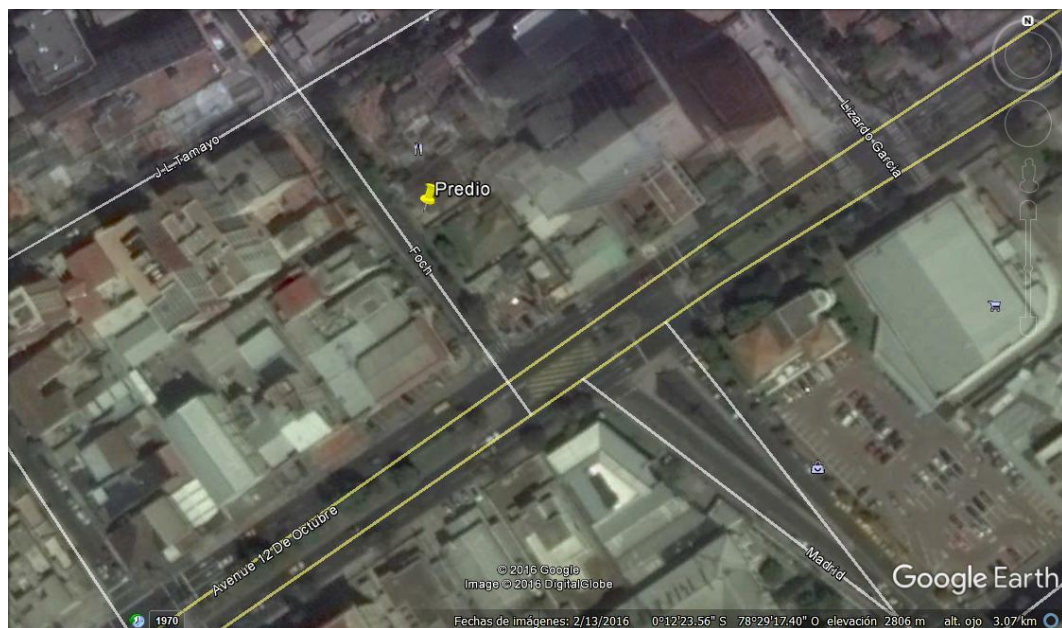
Profundidad del muro	H=	10 m
Resistencia a compresión del hormigón	f'c=	24 MPa
Esfuerzo de fluencia del acero	fy=	420 MPa
Peso específico del suelo	g=	19 kN/m ³
Ángulo de fricción interna del suelo	f=	30 °
Consideración de tipo de suelo.-densidad	Arena y limos.-Media	
Separación horizontal de los anclajes	S=	2 m
Número (vertical) de anclajes	n=	3
Altura del primer anclaje	H1=	1.75 m
Separación entre el resto de anclajes	Hn=	2.75 m
Carga de diseño para los anclajes	TD=	415.6 kN
Altura de empotramiento del muro	d=	1.2 m
Longitud del bulbo de hormigón para los anclajes	Lb=	8.31 m
Longitud libre de los anclajes (PRIMERO)	LL1=	12.87 m
Fuerza de preesfuerzo seleccionada	0.6 fpu Aps=	500 kN
Diámetro nominal de la barra seleccionada	db=	32 mm
Área nominal del acero de preesfuerzo	As=	8.312 cm ²
Fuerza de preesfuerzo	0.6 fpu As=	469 kN
Número de cables	#	1
Área nominal del acero de preesfuerzo	As=	8.86140725 cm ²
Espesor de muro recomendado	tf=	25 cm
Recubrimiento	r=	5 cm
Refuerzo vertical		
Diámetro de barras a usar	db=	16 mm
Separación entre barras	s=	13 cm
Refuerzo horizontal		
Diámetro de barras a usar	db=	16 mm
Separación entre barras	s=	26 cm

CAPITULO IX PRE-DISEÑO DEL SISTEMA DE MURO ANCLADO EN EL PROYECTO “FOCH 1037”

Como objetivo de este plan de disertación es la presentación de un “Diseño” de muros anclados para el proyecto “FOCH 1037”, para el cual se utilizará las hojas de cálculo desarrolladas, además se adjunta la principal información del proyecto y los estudios que se realizó para caracterizar el suelo.

9.1. Información del proyecto “FOCH 1037”

El proyecto está ubicado en la Av. Foch y Av. 12 de Octubre, sector Mariscal Sucre, de la administración zonal La Mariscal, en el cual se planea la construcción de un edificio de 7 pisos y 3 sub suelos.



**Gráfico 111. Ubicación del terreno.
Fuente: Google earth.**

9.2. Estudio de suelos

Para la exploración y estudios de suelos que se realizaron en el terreno dos perforaciones SPT.

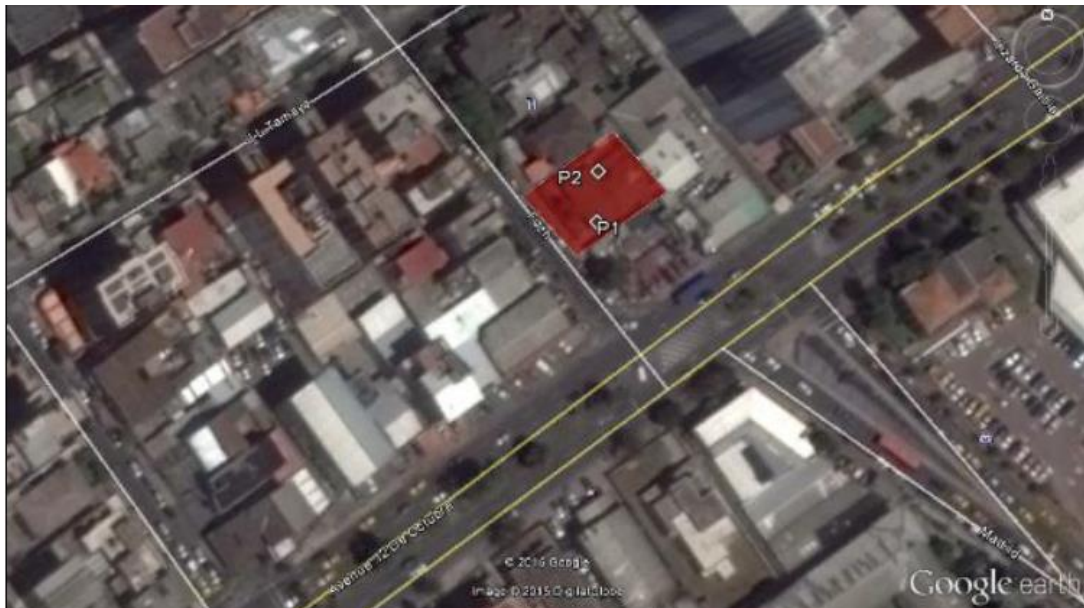


Gráfico 112. Ubicación del terreno. Fotos google earth.

COORDENADAS UTM				
Muestra		E	N	Cota m.s.n.m
P1	17 M	779574	9977165	2806
P2	17 M	779575	9977179	2806


Gráfico 113. Coordenadas de las perforaciones.

Se presentan las coordenadas correspondientes de cada una de las perforaciones a rotación-percusión que permitan identificar el perfil estratigráfico del terreno y de donde las cuales se obtendrá la información respectiva para comenzar con el pre-diseño del sistema anclado.

Paralelamente al avance de las perforaciones, y en cada metro de profundidad, se realizaron ensayos de penetración estándar (SPT Norma ASTM D 1586-99), la prueba de penetración consiste en hincar el penetró metro estándar 45 cm. Empleando una masa de 63,5 kilogramos que se lo deja caer en caída libre desde una altura de 76 centímetros contando el número de golpes para tres segmentos de 15 cm. Se define la resistencia a la penetración como el número de golpes en los últimos 30 cm. La intención de no considerar los primeros 15 cm. es evitar la zona

de alteración que se produce por la perforación, adicionalmente se tomaron muestras representativas de los suelos encontrados para realizar ensayos de laboratorio que nos permitan su identificación y clasificación SUCS.

9.3. Resumen del diseño del sistema anclado

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE CIVIL		
REPORTE DEL CÁLCULO DEL MURO ANCLADO REALIZADO POR: Johnny Vizuite		
Profundidad del muro	H=	10 m
Resistencia a compresión del hormigón	f'c=	24 MPa
Esfuerzo de fluencia del acero	fy=	420 MPa
Peso específico del suelo	g=	15 kN/m ³
Ángulo de fricción interna del suelo	ƒ=	28 °
Consideración de tipo de suelo.-densidad	Arena y limos.-Media	
Separación horizontal de los anclajes	S=	2 m
Número (vertical) de anclajes	n=	3
Altura del primer anclaje	H1=	1.75 m
Separación entre el resto de anclajes	Hn=	2.75 m
Carga de diseño para los anclajes	TD=	343.47 kN
Altura de empotramiento del muro	d=	1.2 m
Longitud del bulbo de hormigón para los anclajes	Lb=	6.87 m
Longitud libre de los anclajes (PRIMERO)	LL1=	14.2 m
Fuerza de preesfuerzo seleccionada	0.6 fpu Aps=	500 kN
Diámetro nominal de la barra seleccionada	db=	32 mm
Área nominal del acero de preesfuerzo	As=	6.8694 cm ²
Fuerza de preesfuerzo	0.6 fpu As=	156 kN
Número de cables	#	3
Área nominal del acero de preesfuerzo	As=	22.0173077 cm ²
Espesor de muro recomendado	tf=	25 cm
Recubrimiento	r=	5 cm
Refuerzo vertical		
Diámetro de barras a usar	db=	16 mm
Separación entre barras	s=	17 cm
Refuerzo horizontal		
Diámetro de barras a usar	db=	16 mm
Separación entre barras	s=	34 cm

CAPÍTULO X CONCLUSIONES

El diseño de un sistema pretensado de anclajes, se basa principalmente en la metodología de la construcción, debido a este proceso es como se van dando los esfuerzos en el sistema, por lo que es importante tener un cuidadoso seguimiento a la construcción para que el comportamiento asumido se pronuncie de la manera esperada (se recomienda seguir una guía especializada en la construcción de muros anclados).

Al ser una estructura pretensada es necesario realizar el análisis de pérdidas.

Para el análisis y estudio de los suelos, la técnica prácticamente no se ha modificado considerablemente desde hace cincuenta años, y llama mucho la atención que en nuestro país aún exista lugares y proyectos en los que no se les da la importancia respectiva, siendo este el material en donde se sustenta todo proyecto de infraestructura, por lo que se recomienda a las autoridades respectivas a exigir un mayor seguimiento (normas) a que se cumpla con estudios mínimos que caractericen de manera particular el terreno en donde se va a realizar la obra civil.

Es importante definir en el proyecto el tiempo que los anclajes estarán trabajando, debido a que estos pueden ser temporales o definitivos y de esta decisión dependerán los factores de seguridad y los estados límite de esfuerzo con los que se vaya a diseñar el sistema anclado.

El estudio arrojó como recomendación ineludible el hacer siempre una prueba de carga para corroborar que el diseño se comporta de manera adecuada a las no uniformes características de los suelos, si excederse en 1.5 veces la carga de diseño, para cumplir con el nivel de confianza adecuado, mientras que la carga de diseño no debe superar el 60% de la carga ultima a la tensión y para el lock-off es decir la carga para asegurar el anclaje no debe superar el 80% de la carga ultima a la tensión.

La longitud mínima de un anclaje bordea los 9m, 4.5m de longitud libre y 4.5m de bulbo de hormigón en suelo para uso de torón de acero, para barra de acero la longitud libre mínima es de 3m y para el bulbo de hormigón en roca de 3m.

Las hojas de cálculo presenta un pre-diseño del sistema anclado, tomando las características del suelo y geometría de excavación siguiendo rigurosamente las recomendaciones internacionales de diseño, lo que no sustituye la revisión y

aprobación de un ingeniero experto en estabilidad de taludes que corrobore la efectividad del diseño.

El análisis sísmico, no tiene gran influencia en la tensión de los anclajes, sino más bien en la longitud de los anclajes, para asegurar la estabilidad general de la excavación.

Bibliografía

Administration, U. D. (s.f.). *Geotechnical Engineering, Ground Anchors and Anchored Systems*. 2011: Circular #4.

Aguar, D. R. (2013). *Microzonificación sísmica de Quito*. Quito: ESPE, Segunda jornada de investigación desde las aulas.

Das, B. M. (2001). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Mexico: Thomson Learneng.

Díaz, J. S. (1998). *Deslizamientos: Técnicas de remediación*. Colombia: Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos.

DMQ. (2015). *Atlas de amenazas naturales y exposición de infraestructura del distrito metropolitano de Quito*. Obtenido de segunda edición: <http://www.quito.gob.ec>

Gaibor Lombeida Aurelia Magaly, G. Z. (2012). *Resistencia de la cangahua en función de su composición mineralógica y contenido de humedad en dos sectores de Quito: Sur y Norte*. Quito: UPS.

NEC-SE-CM, N. E. (2013). *GEOTECNIA Y CIMENTACIONES*. Quito, Pichincha, Ecuador.

Peck, K. T. (1973). *Mecánica de suelos de suelos en la ingeniería práctica*. Barcelona: El Ateneo .

Valdez, P. (2011). *Manual de diseño y construcción de muros anclados de hormigón proyectado*. Quito: USFQ.

Vizuite, J. (2013). *Mecánica de suelos uno*. Quito : PUCE.